

4 Verbund äußerer Klebebewehrung

4.1 Allgemeines

Im Folgenden soll kurz auf das Verbundtragverhalten von durch aufgeklebte Bewehrung verstärkten Stahlbetonbauteilen eingegangen werden.

Für die Realisierung der Verstärkung der Betonbauteile durch äußere geklebte Bewehrung sind grundlegende Kenntnisse über den Verbundbaustoff (Stahlbeton, äußere Bewehrung) notwendig. Einer der wichtigsten Einflussfaktoren für das Tragverhalten des Baustoffs ist die Klebeverbundwirkung zwischen den beiden Komponenten. Durch den Klebeverbund wird die Übertragung von Kräften von der äußeren Armierung auf den Beton gewährleistet. Somit können die beiden Baustoffe als Verbundbaustoff zusammenwirken. Aus diesem Grund ist eine genauere Kenntnis des Verbundverhaltens von Beton und Klebebewehrung erforderlich. In den vergangenen Jahrzehnten wurden zu diesem Thema an verschiedenen Orten wissenschaftliche Arbeiten angefertigt. In diesen Arbeiten wurden Verbundversuche durchgeführt, um daraus mit Hilfe von theoretischen Überlegungen geeignete Verbundgesetze abzuleiten [51, 76, 93, 94].

Die meisten Arbeiten versuchten, das Verbundverhalten zwischen Beton und Klebearmierung wie beim üblichen Stahlbeton (Beton und innere Bewehrung) durch die Beziehung zwischen Verbundspannung und relativer Verschiebung bzw. Schlupf zu definieren [8]. Ein vereinfachter Versuchsaufbau der bisherigen Untersuchungen ist im Bild 4.1 dargestellt.

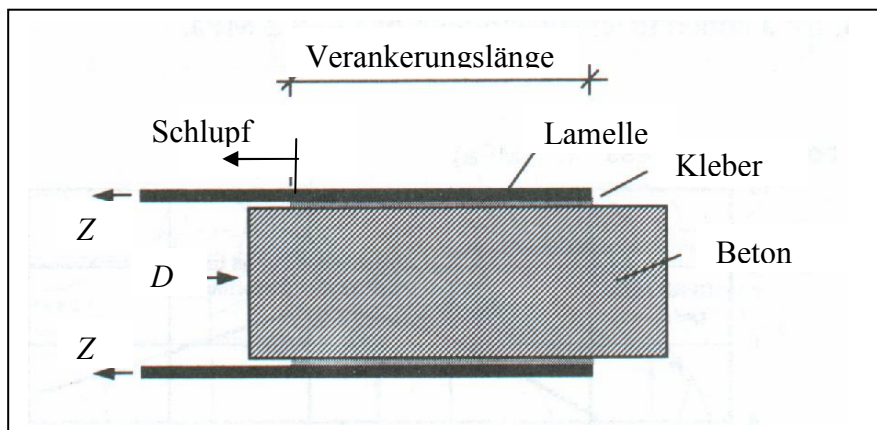


Bild 4.1: Verbundversuch [8]

Fig. 4.1: Bond test [8]

Fig. 4.1: Essai d'adhésion [8]

In diesem Kapitel werden zuerst der Stand der Technik und dann die bisherigen Verbundansätze für den Verbund zwischen äußerer Klebearmierung und Beton beschrieben. In einem weiteren Schritt werden die Ansätze auf ihre Richtigkeit hin beurteilt. Zum Schluss wird das Verbundverhalten von TFC[®]-Gewebe und Beton bestimmt. Hierbei werden die Eingangsparameter einiger bisheriger Verbundansätze für TFC[®]-Gewebe ermittelt. Da keine ausreichenden Verbundversuche für das Material TFC[®]-Gewebe vorliegen, basiert die theoretische Ermittlung der Verbundparameter auf nur einem einzigen Mittelwert der Versuchsergebnisse der Firma Freyssinet, und zwar auf der mittleren Verbundspannung.

4.2 Zusammenfassung der Ergebnisse bisher durchgeführte experimentelle Untersuchungen

4.2.1 Überblick

In seiner Dissertation [74] legt Ranisch die Grundlagen für den Verankerungsnachweis den Zulassungsbescheiden für die Biegeverstärkung mit aufgeklebten Stahllaschen. Sein Modell kann jedoch für große Verbundlängen nicht mechanisch begründet werden.

Man hat sich in den letzten Jahren in Deutschland zunehmend mit der Verstärkungsmethode durch CFK-Lamellen beschäftigt [63, 64, 68, 95, 102]. Die Anwendung wird im Moment entweder durch Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassungen (Stahllamellen, CFK-Systeme und CFK-Folien) oder durch eine Zustimmung im Einzelfall geregelt. In Deutschland existiert seit 1997 die erste „Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von unidirektionalen kohlenstofffaserverstärkten Kunststofflamellen (CFK-Lamellen), Typ Sika“ [82]. Bislang dürfen in Deutschland nur balkenartige oder plattenartige Bauteile durch angeklebte Bewehrung nachträglich verstärkt werden.

Die Zulassungen [22, 25] des DIBt für das Verstärken mit aufgeklebten Stahllaschen haben als gemeinsame Grundlage die Forschungsergebnisse von Ranisch, Rostasy und Holzenkämpfer. In deren Arbeiten wird das Verbundsystem Lasche, Kleber und Beton für Biegebauteile genau untersucht [37, 75, 85, 86, 91, 95, 92, 107, 108]. Demnach sind Ansätze vorhanden, die es ermöglichen, einen Zugkraftdeckungs- bzw. Verankerungsnachweis zu führen. Somit können die bestehenden Konstruktionsregeln und Bemessungsgrundlagen auf Bauteile mit Klebebewehrung sinngemäß übertragen werden.

Der Nachweis von Ranisch [74] wurde durch einen neuen Endverankerungsnachweis ersetzt, der auf der Arbeit von Holzenkämpfer beruht. Zur Bestimmung der Verbundbruchkraft aufgeklebter Stahllaschen am äußersten Biegeriss hat er ein bruchmechanisches Modell formuliert. Dieses stützt sich auf nur wenige eigene Verbundversuche mit aufgeklebten Stahllaschen und auf Ergebnisse zahlreicher Verbundversuche aus der Literatur.

Auf der Grundlage der Verbundversuche wurde ein Ansatz zur Bestimmung der Verbundbruchkraft für aufgeklebte Stahllaschen entwickelt, der prinzipiell für alle Arten von aufgeklebter Bewehrung gültig ist. Anhand dieses Ansatzes können die Klebearmierungslänge und die Verbundbruchkraft von aufgeklebten CFK-Lamellen sowie CFK-Folien ermittelt werden. Als Verbundgesetz verwendet Ranisch den bilinearen Ansatz. In den nächsten Abschnitten wird darauf näher eingegangen.

Bei der Auswertung von 51 Verbundversuchen an Zug-Druck-Doppellaschenkörpern mit CFK-Lamellen haben Rostasy, Neubauer und Budelmann dieses Modell ebenfalls benutzt [95]. Bei einigen Verbundversuchen konnte man die Ergebnisse von Holzenkämpfer [38] und Neubauer [63] vergleichen, da Neubauer für die verwendeten CFK-Lamellen einen E -Modul von ca 150.000 bis 205.000 MPa angibt. Der E -Modul der von Holzenkämpfer verwendeten Stahllaschen betrug zwischen 190.000 bis 210.000 MPa.

Die Auswertung von Holzenkämpfer für Stahllaschen mit geringen Dicken zeigte Abweichungen von der Bestimmungsgleichung, die Neubauer für CFK-Lamellen mit stahläquivalentem E -Modul ermittelt hatte. Anschließend ist eine ungefähre Schätzung der am Laschenende aufnehmbaren Verbundbruchkraft für größere Laschendicken unter Zugrundelegung des Modells vorzunehmen.

Niedermeier [65, 66, 107, 108] hat anhand von entsprechenden Verbundversuchen den bilinearen Ansatz überprüft. Er führte 24 Verbundversuche an Zug- und Druck-Doppellstahllaschen durch. Nach den "Richtlinien für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen" [21] wurden für Stahllaschen folgende zulässige Abmessungen festgelegt: Dicke 5, 10 bzw. 20 mm, Breite 200 mm.

Zusätzlich hat Niedermeier in [65, 66] ein weiteres Klebearmierungsmaterial, nämlich CFK-Laminat oder CFK-Folien, untersucht. Er schlug einen verbundorientierten Zugkraftdeckungsnachweis vor. Die vom Klebeverbund aufnehmbare Verbundbruchenergie wird nicht nur am Laminatende, sondern im gesamten querkraftbeanspruchten Bereich eines klebearmierten Biegeträgers berücksichtigt. Er stellt die Annahme von Holzenkämpfer in Frage, dass die maximale Verbundbruchspannung nur am Lamellenende auftritt.

In Japan werden seit einiger Zeit Kohlefaserfolien (CFK-Folien) mit einem Faserquerschnitt von nur $167 \text{ mm}^2/\text{m}$ und in Frankreich sogenannte Kohlenstofffasergewebe (TFC[®]-Gewebe) mit einer Dicke von nur 0,43 mm eingesetzt. Sie dienen zur Verstärkung von Platten, Balken und Stützen aus Stahlbeton, die hinsichtlich einer Erdbebenbeanspruchung verstärkt werden müssen.

Für die Bemessung von Bauteilen, die mit CFK-Folien verstärkt wurden, existieren mehrere ausgearbeitete Berechnungskonzepte zur Zugkraftdeckung. Im Jahr 2000 wurden diese Konzepte, die auf dem Nachweis der Zugkraftdeckung nach Zilch und Niedermeier basieren, durch das Deutsche Institut für Bautechnik in eine Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung übernommen [28].

Gemäß den beiden Richtlinien des DIBt für das Verstärken von Betonbauteilen [81, 82] ist eine Verstärkung der Zugzone sowohl durch Laschen aus Stahl als auch durch Lamellen aus CFK möglich. Dagegen dürfen zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit derzeit nur angeklebte Stahllaschen und erst seit dem Jahr 2000 in besonderen Fällen angeklebte CFK-Folien [28] verwendet werden. An Balken wird seitens des DIBt grundsätzlich die Anforderung gestellt, daß die geklebte Zugbewehrung durch die geklebte Schublasche umschlossen werden muss. Letztere ist zumindest im Verankerungsbereich der Zuglasche als Mindestbewehrung anzuordnen und in der Druckzone zu verankern [86].

Im Folgenden werden die verschiedenen Materialien erläutert, die für Verstärkungsmaßnahmen derzeit zur Verfügung stehen. An dieser Stelle wird lediglich auf die Eigenschaften von Stahllaschen, CFK-Lamellen und Folien sowie besonders auf die von TFC[®]-Gewebe eingegangen.

4.2.2 Stahllaschen

Über die Anwendung von Stahllaschen bei einer nachträglichen Verstärkung sind mehrfach Ausarbeitungen durchgeführt worden [37, 38, 86, 104]. Vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) existieren seit mehreren Jahren Richtlinien für das Verstärken von Betonbauteilen mit Hilfe von angeklebten Stahllaschen. Als Grundlage wurden die Arbeiten von Ranisch [74] und Rostasy [86] an der TU Braunschweig verwendet. Diese, wurden aufgrund von Versuchen zum Verbundsystem Stahlbeton - Klebelasche ausgewertet und überarbeitet. Als Stahlsorten sind St 37-2 oder St 37-3 nach DIN 17100 zu verwenden. Als Grenzdehnung der Stahllaschen wird 2 ‰ festgelegt. Die Anforderungen an das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen sind [82, 83, 84] zu entnehmen.

4.2.3 Lamellen aus Kohlefaserkunststoffen (CFK-Lamellen)

Bereits in [85, 36, 37, 87-91] konnte gezeigt werden, dass mit der nachträglichen Verstärkung von Bauwerken durch Aufkleben von Stahllaschen gute Erfolge erzielt werden können. Allerdings bringt die Verwendung von Stahllaschen auch einige Nachteile mit sich, so dass die Überlegung, ein anderes Material einzusetzen, durchaus sinnvoll erscheint. Hochfeste Lamellen aus Faserverbundwerkstoffen sind relativ dünn und im Vergleich zu den Stahllaschen wesentlich leichter.

CFK-Lamellen sind anisotrop und weisen nur in Faserlängsrichtung die volle Zugfestigkeit und den größten *E*-Modul auf. Die CFK-Lamellen bestehen aus einem rein linear-elastischen Werkstoff ohne plastische Eigenschaften [7]. Der *E*-Modul kann nach Bedarf eingestellt werden und liegt meist im Bereich des Stahl-*E*-Moduls (210.000 MPa).

Das Material weist eine beachtliche Zeitstand- und Dauerfestigkeit auf. Es bietet einen sehr guten Widerstand gegen aggressive Medien. Einen Schwachpunkt stellt die Klebeverbindung dar, denn bei hohen Temperaturen wird der Verbund zwischen Lamelle und Beton zerstört. Somit ist ein geeigneter Schutz vorzusehen, um den baulichen Brandschutz zu gewährleisten.

Vergleicht man die verschiedenen Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt miteinander, so wird deutlich, dass die vorhandenen Bemessungskonzepte für Stahllaschen und CFK-Lamellen sehr ähnlich sind. Die Eigenschaften der verschiedenen Materialien sind in den Tabellen 4.3 und 4.4 zusammengestellt.

Neubauer hat in seiner Arbeit [64] mehrere Verbundversuche durchgeführt, um das Verbundverhalten vom Beton, Kleber und CFK-Lamellen zu untersuchen. Damit konnte er die zugeordnete Verbundbruchkraft und die Verankerungslänge bestimmen.

4.2.4 CFK-Folien

Wie schon erwähnt, werden seit 1990 im Japan CFK- Folien zur Verstärkung von Stahlbetonbalken und- platten sowie Stahlbetonstützen hinsichtlich einer Erdbebenbeanspruchung eingesetzt.

CFK-Lamine Replark 30 bestehen aus unidirektional angeordneten Kohlenstofffasern mit 300 g/m². In dem Laminat muss eine bezogene Faserquerschnittsfläche von 167 mm²/m vorhanden sein [28]. Die zur Ermittlung der Bruchschnittgrößen des verstärkten Zustandes anzusetzende Folien-Grenzdehnung soll $\leq 7,5 \text{ ‰}$ betragen. Für die Biegezuglamine ist eine Lagenanzahl von $n_l \leq 5$ zugelassen.

Dafür hat Niedermeier auch auf der Grundlage von neuen experimentellen Untersuchungen [65, 107] ein allgemeines Verbundgesetz formuliert. Eine Reihe von Verbundversuchen und Forschungsarbeiten wurde an der Technischen Universität München durchgeführt [65,107,108]. Zilch und Niedermeier konnten dadurch zeigen, dass die derzeitige Forderung, dass die zulässige Dehnung der Klebearmierung maximal die halbe Bruchdehnung der CFK-Lamine erreichen darf, bei Belastung durch Einzellasten nicht berechtigt ist. Diese führt in vielen Fällen zu einer deutlichen Unterschätzung der Tragfähigkeit von klebearmierten Biegeträgern und würde die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens beeinträchtigen. Die CFK- Folien können oft größere Dehnungen annehmen, ohne dass ein Verbundbruch zwischen dem Beton und der Klebearmierung eintritt. Diese Erkenntnis stellte sich nach den neuen Forschungsergebnissen von Zilch und Niedermeier als sicher heraus.

4.2.5 TFC®-Gewebe

TFC (**T**issu en **F**ibres de **C**arbone [Kohlenstofffasergewebe]) [33] ist ein zur Verstärkung und Reparatur von Stahlbetontragwerken benutztes Hochleistungsgewebe. Es wird in einem speziellen Verfahren* an das zu verstärkende Bauteil geklebt, um so eine Erhöhung der Biege- und Schubtragfähigkeit zu erreichen.

In Frankreich existiert ein durch die Firma Freyssinet entwickeltes Verfahren, das bereits in der Praxis Anwendung gefunden hat. Die Applikation des Materials ist denkbar einfach und insbesondere für ungewöhnliche Querschnitte interessant, da das TFC®-Gewebe nur auf den mit Reaktionsharz bestrichenen Träger abgerollt werden muss. Anschließend erfolgt das Aushärten.

Seit 1994 wird die Verwendung von TFC® durch einen Firmenverbund in Frankreich betrieben und gefördert. Durch verschiedene französische Institute und Labors wurden entsprechende Untersuchungen und Versuche durchgeführt [9-13,29,30, 34].

Die Verstärkung durch TFC findet in den folgenden Bereichen Anwendung:

- Beton-, Mauerwerks-, Stahl- und Holzbau;
- Hochbauten, Industriebauten;
- Brücken;
- Behälter;
- Bauwerke im Meer;
- andere Bereiche.

Die üblicherweise verwendeten Fasern sind vom Typ TORAYOCA T 700SC 12/24 K 50 C. Sie enthalten 3.000 - 24.000 Monofilamente von 5 – 7 µm. Die Vorteile dieser Faserstruktur liegen in den Fasereigenschaften und in der Biegsamkeit der Textilien.

Nachfolgend werden die wesentlichen Eigenschaften aufgezählt:

- hoher *E*-Modul und Längswiderstand;
- hohe Dauerfestigkeit und hoher Verformungswiderstand;
- geringe Dichte;
- hohe Strapazierfähigkeit;
- Absorption von Schwingungen;
- hohe Formbeständigkeit;
- Hitzebeständigkeit (Kohlefasern sind unbrennbar);
- hohe Wärmeleitfähigkeit;
- elektrische Leitfähigkeit;
- hohe chemische Beständigkeit gegen Säuren, Salze, organische Produkte;
- hohe Korrosionsbeständigkeit.

* siehe ausführliche Erklärung im Anhang A, Epoxdharzkleber XEP 3935 A / 2919 B

Die mechanischen Haupteigenschaften der verwendeten Kohlefasern werden vom Hersteller SOFICAR wie folgt angegeben:

Mechanische Eigenschaften	Einheit	Maximum	Nominal	Minimum
Zugfestigkeit	MPa		4.900	4.510
E-Modul	GPa	240	230	221
Bruchdehnung	%		2,1	1,8
Masse Typ 12K	g/10 ³ m	824	800	776
Masse Typ 24K	g/10 ³ m	1.700	1.650	1.600
Dichte	g/cm ³	1,84	1,80	1,76

Tab. 4.1: Eigenschaften TORAYCA T 700SC 12/24K 50C (Herstellerangaben) [33]

Tab. 4.1: Properties of TORAYCA T 700SC 12/24K 50C [33]

Tab. 4.1: Propriétés des Fibres TORAYCA T 700SC 12/24 K 50C (donnés du Fabricant) [33]

Herstellung von TFC®-Gewebe

Das TFC®-Gewebe besteht sowohl in der Kette als auch im Schuss aus Kohlefasern, die in einem Winkel von 90° zueinander stehen. Hierdurch erhält man eine flexible, biegsame und formstabile Bewehrung, die sich den gewünschten Formen leicht anpasst. Zum Einsatz kommen uni- und bidirektionale Kohlefasern des Gewebetyps Satin 8. Das Weben der Faser erfolgt gemäß ISO 7211.

Das TFC® ist ein bidirektionales Gewebe mit 70% Faseranteil in der Kette und 30 % Faseranteil im Schuss. Aus dieser Verteilung und der Lieferform (auf Rollen von 50 m Länge) resultiert der größte Faserwiderstand in Längsrichtung.

Die TFC®-Verstärkung (TFC und Kleber) besteht aus:

- Gewebeanteil = 40%
 - Harzanteil = 60%
- } ± 7%

Zusammensetzung 65% Fasern
 35% Matrix

Gewebe 70% Fasern in der Kette
 30% Fasern im Schuss

Bild 4.2 gibt eine sehr deutliche Darstellung des Gewebes in Kette und Schuss. Die mechanischen Eigenschaften des TFC®-Gewebes sind in Tab. 4.2 angegeben.

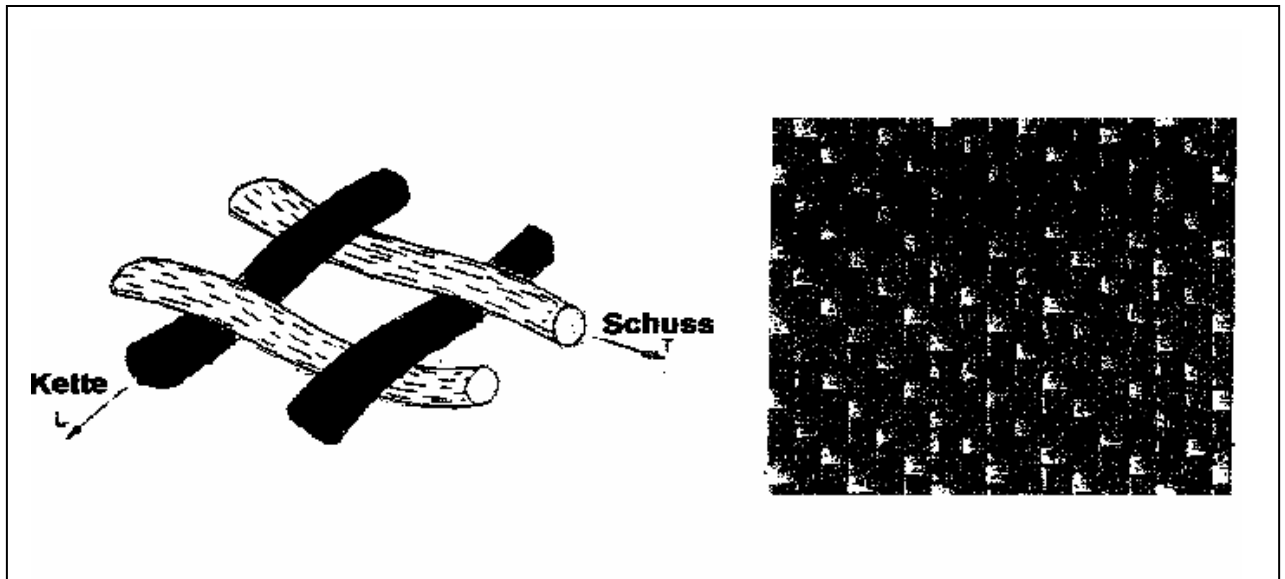


Bild 4.2: TFC®-Gewebe [120]

Fig. 4.2: TFC®-Sheet [120]

Fig. 4.2: Tissu en Fibres de Carbone [120]

Eigenschaften	Einheit	
Mittlere Dicke	mm	0,43
Zugfestigkeit	MPa	1.400
E-Modul	MPa	105.000
Zugkraft 1 cm Kettenbreite	N	6.000
Bruchzugkraft 1 cm Schussbreite	N	2.500

Tab. 4.2: Mechanische Eigenschaften des TFC®-Gewebes [33]

Tab. 4.2: Mechanical characteristics of TFC® [33]

Tab. 4.2: Propriétés mécaniques du TFC® [33]

Bild 4.3 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linie des TFC[®]-Gewebes bis zum Bruch.

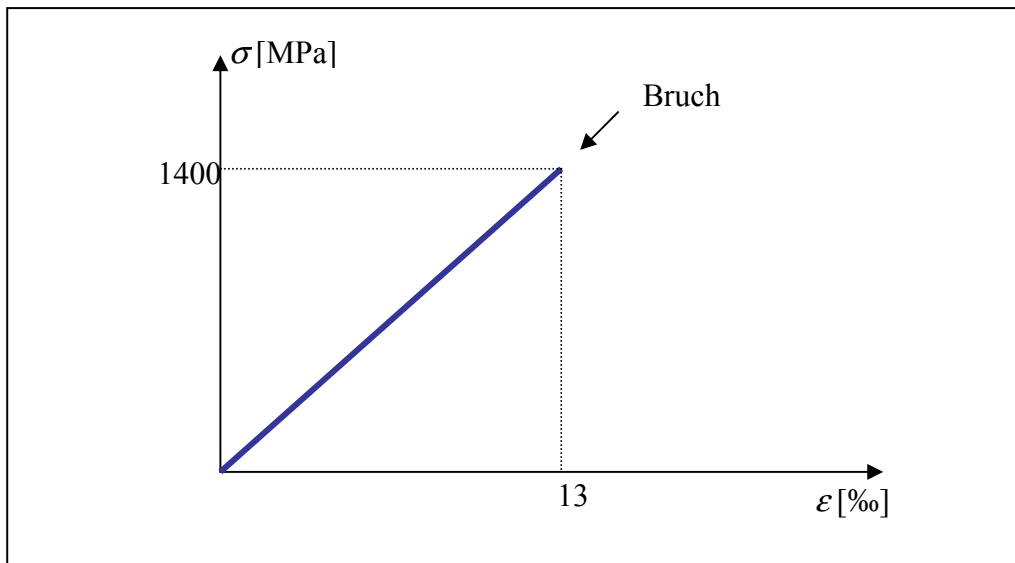


Bild 4.3: Spannungs-Dehnungs-Linie des TFC[®]-Gewebes [33]

Fig. 4.3: Strain-elongation behaviour of TFC[®] [33]

Fig. 4.3: Diagramme contraintes-elongations du TFC[®] [33]

Anbringen des TFC[®]-Gewebes

Das Anbringen von TFC erfolgt in einem speziellen Verfahren* - Collage á froid -, bei dem eine erste Harzschicht aufgebracht wird und dann eine zweite sodaß, eine Durchtränkung der Fasern mit Harz und eine Verbesserung der Aufnahmefähigkeit des Gewebes gesteigert werden kann. Die Lamellen und die Betonflächen müssen trocken sein. Das Gewebe wird immer in Längsrichtung geschnitten. Für die Befestigung des TFC[®]-Gewebes steht ein zweikomponentiger Epoxydharzkleber (Bezeichnung: XEP 3935 A/ 2919 B) zur Verfügung. Dieses synthetische Harz wird in Fertigpackungen von 1, 2 und 5 kg geliefert. Seine Verarbeitungstemperatur liegt im Bereich von (5 bis 30) °C. Es eignet sich für Oberflächen aus Stahl, Holz und Beton.

4.2.6 Verstärkungsmaterialien im Vergleich

In der Tabelle 4.3 sind die wesentlichen Eigenschaften der zuvor beschriebenen Materialien aufgeführt. Die Gemeinsamkeiten und Unterschiede zwischen Stahl-laschen, CFK- Lamellen und TFC[®]-Gewebe werden in der Tabelle deutlich.

* siehe ausführliche Erklärung im Anhang A, Epoxydharzkleber XEP 3935 A / 2919 B

Kriterien	Einheit	Stahllaschen	CFK-Lamellen	TFC-Gewebe
Dicke	[mm]	2 - 15	1- 2	0,43
Rohdichte	[g/cm ³]	7,8	1,6	1,53
Zugfestigkeit	[MPa]	235 - 400	1.200 - 3.000	1.400
E-Modul	[GPa]	210	150 - 210	105
Grenzdehnung	[%]	2	8 - 18	1,3
Stöße	[mm]	erforderlich	nicht erforderlich	nicht erforderlich
Verankerungslänge	[mm]	> 100	< 500	100
Bauhöhe	[mm]	10 - 20	1,2 - 5	0,8 - 1,6
Länge	[m]	8 <	> 100	ca. 50
Ermüdung	[LW]	2.10 ⁶	10.10 ⁶	n. bekannt
Erhöhung der Nutzlast	[kN/m ²]	$M_u / M_o < 2$	$M_u / M_o < 2$	$M_u / M_o < 2$
Materialkosten	[EUR/m ²]	ca. 25	1.000 - 1.500	ca. 1.000
Handhabung		schwierig, steif	flexibel, einfach	flexibel, sehr einfach
Aufnahme der Kräfte		in beliebiger Richtung	nur längs	bidirektional
Kreuzungen		aufwendig	einfach	sehr einfach
Montage		Hebezeug, Anpressvorrichtung	Hartgummiroller	per Hand
Korrosion		ja	nein	nein

Tab. 4.3: Vergleich zwischen Stahllaschen, CFK-Lamellen und TFC®-Gewebe

Tab. 4.3: Comparison between steel, CFK and TFC sheets

Tab. 4.3: Comparaison des caracteristiques de l'acier, les fibres en carbones et les tissus en carbone

Tabelle 4.4 gibt einen Überblick über die Eigenschaften der CFK-Laminate bzw Folie oder Gelege.

Kriterien	Einheit	CFK-Laminat
Faserquerschnitt	mm ² /m	167
Zugfestigkeit	MPa	3.700
E-Modul	MPa	235.000
Zugbruchdehnung	‰	15,74
Laminat- Grenzdehnung	‰	7,50
Breite	mm	200 – 400
Aufnahme der Kräfte		nur in Längsrichtung

Tab. 4.4: Eigenschaften der CFK-Laminate

Tab. 4.4: Properties of CFKL

Tab. 4.4: Propriétés des CFK-Laminate

Im Bild 4.4 wird das Verhalten verschiedener Materialien bei unterschiedlichen Beanspruchungen dargestellt.

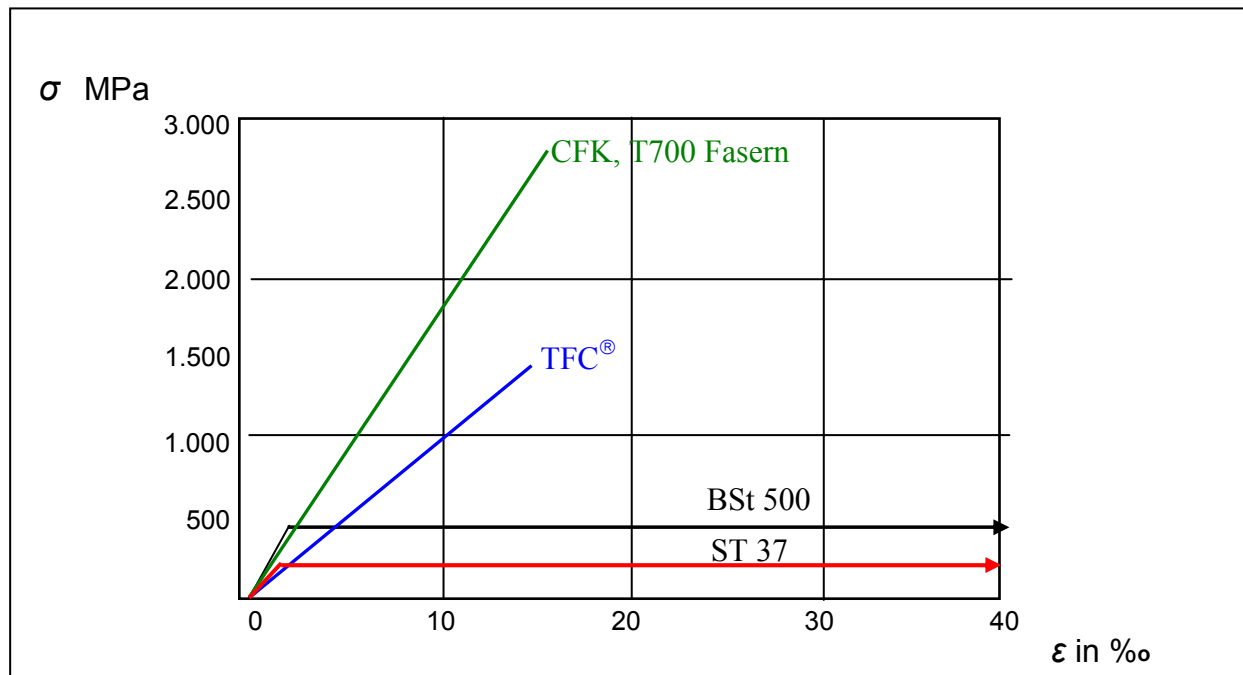


Bild 4.4: Spannungs-Dehnungs-Linien verschiedener Materialien

Fig. 4.4: Stress-strain diagrams of different materials

Fig. 4.4: Courbe Contraintes-Elongations des différents matériaux

Aufgrund der bei Freyssinet durchgeführten Forschungsarbeiten [9 - 13] kann ebenfalls ein Vergleich der Eigenschaften zwischen Kohlefasern, TFC und Stahl in tabellarischer Form vorgelegt werden (siehe Tab. 4.5).

	Einheit	Torayoca H.R T300 / T300J T700SC	TFC®	Stahl
Dichte	g/cm³	1,75 - 1,80	1,53	7,8
Mechanische Eigenschaften in Längsrichtung				
Zug				
Bruchspannung	MPa	3.530 - 4.900	1.760 - 2.850	440
E- Modul	GPa	230	125 - 135	200
Bruchdehnung	%	1,5 - 2,1	1,2 - 1,9	23
Druck				
Bruchspannung	MPa		1.370 - 1.570	440
E-Modul	GPa		125	200
Mechanische Eigenschaften in Querrichtung				
Zug				
Bruchspannung	MPa		80	440
E-Modul	GPa		7,8	200
Dehnung	%		1,0	23

Tab. 4.5: Vergleich zwischen Kohlefasern, TFC® und Stahl

Tab. 4.5: Comparison between properties of carbon fibres, TFC-composites and steel

Tab. 4.5: Comparaison des propriétés de fibres de carbone, des composites à base de carbone et l'acier

4.3 Bisherige Verbundansätze bzw. Bemessungsregeln für den Verbund äußerer Klebebewehrung

4.3.1 Allgemeines

Dieser Abschnitt wird lediglich einen Überblick über die bisherigen Ansätze zur Beschreibung des Verbundverhaltens geben. In den nachfolgenden Abschnitten werden Bemessungsregeln für den Verbund äußerer Klebebewehrung vorgestellt.

Zur Beschreibung der Beziehung zwischen Spannungen und Verschiebungen wurden zahlreiche Modelle entwickelt. Neben der Möglichkeit der Berechnung der Spannungen und Verformungen mit der Finite-Elemente-Methode haben zahlreiche Forscher im Zusammenhang mit dem Einsatz von Klebstoffen im Flugzeugbau analytische Verfahren zur Beschreibung der Spannungen in geklebten Metallverbindungen entwickelt.

Die Theorien unterscheiden sich im angenommenen Spannungs – Verformungsverhalten der Klebschicht, in der Berücksichtigung der Fügeteilbiegung sowie in der Berücksichtigung der Klebschicht bei der Fügeteilbiegung. Nur bei Vernachlässigung der Fügeteilbiegung (d.h. Spannungen σ_y , normal zur Klebschicht treten rechnerisch nicht auf) ist die Entwicklung von überschaubaren und daher geeigneten Ingenieurmodellen durchführbar [1]. Unter dieser Voraussetzung ist in unserem Fall eine analytische Beschreibung möglich, die zur geeigneteren Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds -siehe Gleichung (4.1) -, führt. Auf eine Herleitung von Gl. (4.1) wird hier verzichtet und auf die Literatur verwiesen [38, 71, 76].

$$\frac{d^2 S_l}{dx^2} - \frac{(1 + \alpha_l \cdot \rho_l)}{E_l \cdot t_l} f(S_l) \quad (4.1)$$

Hierbei sind:

$\frac{d^2 S_l}{dx^2}$ zweimalige differenzierung der Relativverschiebung der geklebten Bewehrung;

$\alpha_l = \frac{E_l}{E_c}$ Verhältnis der Elastizitätsmodulen von geklebter Bewehrung und Beton;

$\rho = \frac{A_l}{A_c}$ geometrischer Bewehrungsgrad der geklebten Bewehrung;

E_l Elastizitätsmodul der geklebten Bewehrung;

t_l Laschendicke;

$f(S_l) = \tau_l$ Verbundspannung der geklebten Bewehrung;

Die bisherigen Modelle basieren auf der speziellen Lösung dieser Differentialgleichung. Mit Hilfe der Randbedingungen und der Verbundspannungs-Verformungs-Beziehung, die man anhand von Verbundversuchen festgelegt hat, wurden geeignete Lösungen der Differentialgleichung gefunden. Als Hilfe wurden drei Verhaltenstypen der Verbundspannung - Verformung - Beziehung herangezogen.

Diese sind:

- linear-elastisch;
- nichtlinear;
- bilinear.

Bild 4.5 zeigt die verschiedenen Beziehungen.

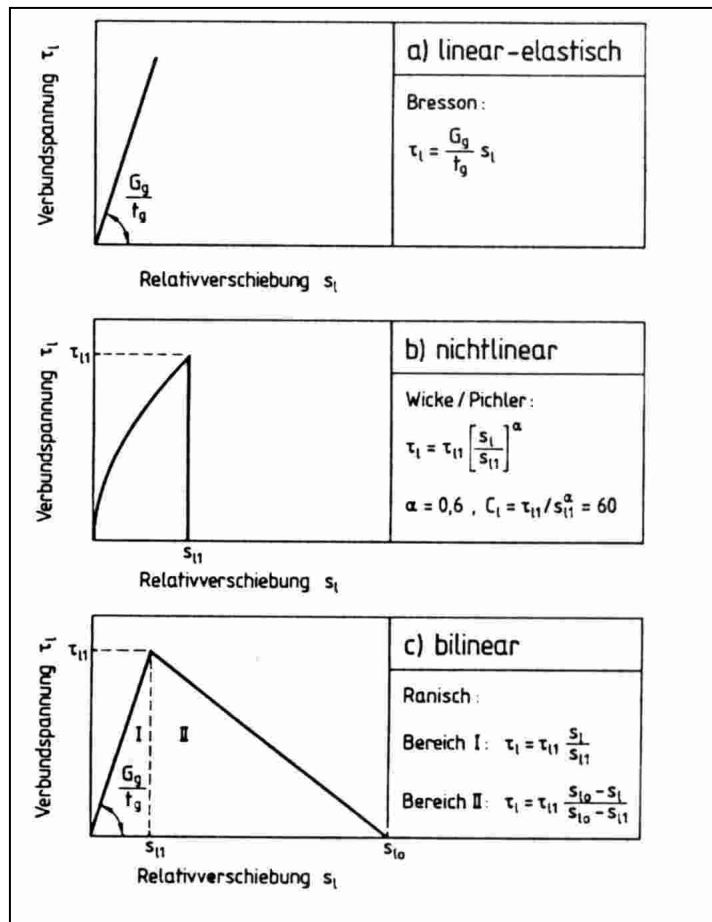


Bild 4.5: Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung für den Klebeverbund [37]

Fig. 4.5: Bond stress-displacement-relationship for the adherence bond [37]

Fig. 4.5: Courbe déplacement-contraintes d'adhérence pour le system d'adhérence [37]

4.3.2 Linear-elastischer Ansatz

Dieser Ansatz lautet [3, 65]:

$$\tau_l = \frac{G_g}{t_g} \cdot s_l \quad (4.2)$$

Hierbei sind:

- τ_l die Verbundspannung der geklebten Bewehrung;
- G_g der Schubmodul des Klebstoffs;
- t_g die Klebschichtdicke;
- s_l die Relativverschiebung der geklebten Bewehrung (Schlupf).

Bresson [3] hat in Frankreich ausgehend von den Versuchen von L'Hermite [53] gezielte Verbundversuche für die auf den Beton aufgeklebten Stahllaschen durchgeführt. Unter Annahme eines linear-elastischen Verbundverhaltens von Beton, Stahl und Klebstoff gab er eine Lösung der Differentialgleichung an.

Außer der Arbeit von Bresson wurden in den siebziger Jahren auch mehrere Forschungsarbeiten [40, 53, 54, 99], die von einem linearen Verbundansatz ausgegangen sind, durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen [43] haben große Abweichungen zwischen Versuch und Rechenmodell gezeigt. Deshalb wurde zu diesem Zeitpunkt die Verankerungslänge nur rein empirisch ermittelt. Daraus kann geschlossen werden, dass der Verbund der aufgeklebten Bewehrung durch den linear-elastischen Verbundansatz nicht hinreichend beschrieben werden kann.

4.3.3 Nichtlinearer Ansatz

Dieser Ansatz wurde von Wicke/Pichler [104] eingeführt. Der Ansatz lautet:

$$\tau_l(x) = \tau_{l1} \cdot \left(\frac{S_l(x)}{S_{l1}} \right)^\alpha = C_l \cdot S_l^\alpha(x) \quad (4.3)$$

Nach einer Regressionsanalyse, in die die Ergebnisse aus zehn Verbundversuchen für Stahllaschen eingehen, legt Pichler die Form des Verbundspannungs-Schlupf-Gesetzes beispielsweise wie folgt fest:

$$C_l = \frac{\tau_{l1}}{S_{l1}^\alpha} = 60$$

$$\alpha = 0,6$$

Hierbei sind:

C_l Verbundparameter;
 α Verschiebungsbeiwert.

In seiner Dissertation [71] gibt Pichler die größte aufnehmbare Verbundspannung für die Betonfestigkeitsklasse C16/20 und für Betone mit höherer Festigkeit unabhängig von der Betondruckfestigkeit zu $\tau_{l1} = 9,6$ MPa an. Lediglich für die Betonfestigkeitsklasse C12/15 ist mit 8,2 MPa ein geringerer Wert für τ_{l1} zu wählen. Später gab er eine neue Gleichung für die Bestimmung von τ_{l1} an, die die Abhängigkeit dieser maximalen Verbundspannung von der Oberflächenzugfestigkeit beschreibt:

$$\tau_{l1} = 5,7 + 1,77 \cdot \beta_{oz} \quad (4.4)$$

Hierbei ist

β_{oz} die Betondruckfestigkeit;

τ_{l1} maximalwert der auf die Klebearmierung wirkenden Verbundspannung.

Pichler hat in seiner Dissertation [71] vorgeschlagen, nur den ansteigenden Ast des Verbundgesetzes anzusetzen. Der plastisch entfestigte Bereich wurde nicht berücksichtigt. Er wird als mögliche Traglastreserve ("stille Reserven") angenommen.

Durch die Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds Gl. (4.1) ergibt sich folgende Lösung für die Relativverschiebung $S_l(x)$:

$$S_l(x) = \left[\frac{C_l \cdot (1 - \alpha)^2}{2 \cdot E_l \cdot t_l \cdot (1 + \alpha)} \right]^{\frac{1}{1-\alpha}} \cdot x^{\frac{2}{1-\alpha}} \quad (4.5)$$

Die dazugehörige Verbundlänge (Einleitungslänge) ist

$$l_l = \sqrt{\frac{2 \cdot E_l \cdot t_l \cdot S_{l1} \cdot (1 + \alpha)}{\tau_{l1} \cdot (1 - \alpha)^2}} \quad (4.6)$$

Die maximale mögliche Verbundkraft ist:

$$\max F = b_l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_l \cdot t_l \cdot S_{l1} \cdot \tau_{l1}}{(1 + \alpha)}} \quad (4.7)$$

Hierbei sind:

b_l die Breite der Lamelle;

E_l der Elastizitätsmodul der Lamelle bzw. Lasche;

t_l die Dicke der Lamelle bzw. Lasche;

S_{l1} elastischer Grenzwert der Relativverschiebung.

Hiernach ist anzunehmen, dass der Verbundansatz nicht geeignet ist, um für Verbundlängen $l < l_t$ die Verbundtragfähigkeit zu bestimmen.

4.3.4 Bilinearer Ansatz

In den bisherigen Forschungsarbeiten [51, 37, 74] wird über Versuche an laschenverstärkten Betonträgern berichtet, bei denen die Verbundspannungen aus gemessenen Laschendehnungen rechnerisch bestimmt wurden.

Die Versuchsergebnisse zeigten, dass mit steigender Belastung die Verbundspannung am belasteten Laschenende $X = l$ ein Maximum erreicht und dann wieder abnimmt. Das Verbundspannungsmaximum „wandert“ in Richtung des unbelasteten Laschenendes. Diese Beobachtungen werden auch durch Versuche in [121] bestätigt. Das so beobachtete Verbundverhalten kann nur mit Hilfe eines Verbundansatzes modelliert werden, der einen ansteigenden und einen abfallenden Ast aufweist. Dieser Ansatz wird deswegen als bilinearer Ansatz bezeichnet und ist im Bild 4.5 dargestellt.

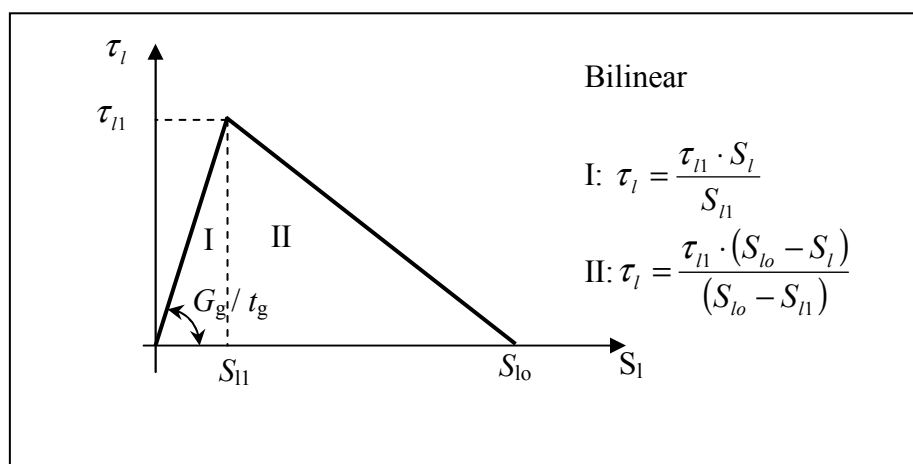


Bild 4.6: Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen für den Klebverbund; bilinearer Ansatz[37]

Fig. 4.6: Bond stress-displacement relationship for the adherence bond, bilinear bond law [37]

Fig. 4.6: Relation contraintes-déplacement d'un système d'adhérence –comportement bilinaire [37]

Die auf diesem Ansatz basierenden Untersuchungen von Ranisch, Holzenkämpfer und Niedermeier zur Bestimmung der Verbundtragfähigkeit der geklebten Bewehrung werden hier kurz vorgestellt.

Ranisch hat durch Versuche die Verbundparameter der geklebten Laschen bestimmt. Hierbei nimmt er an, dass die Grenzverschiebung S_{lo} , bis zu welcher Verbundspannungen übertragen werden können, am belasteten Laschenende erreicht wird. Das bedeutet, dass mit größerer Verbundlänge die erreichbare Verbundbruchkraft wächst, und die Bruchenergie dabei ebenfalls ansteigt.

Hierbei sind:

S_l :	Relativverschiebung der Lasche bzw-Lamelle gegenüber Beton
S_{ll}, S_{lo} :	Relativverschiebungsparameter des Verbundansatzes der geklebten Bewehrung
τ_{ll} :	Parameter des Verbundansatzes für geklebten Bewehrung
τ_l :	lokale Verbundspannung der geklebten Bewehrung

Bei diesem Ansatz wird unterstellt, dass mit steigender Verbundlänge der Grenzwert der Relativverschiebung zunimmt, d.h. die Verankerungslänge wächst und wird nach Ranisch [74] entsprechend Gl. (2.8) formuliert:

$$\gamma_{lo} = \gamma_{ll} + \alpha \cdot \frac{l_t}{t_g} \quad (4.8)$$

Hierbei sind:

$$\gamma_{ll} = \frac{S_{ll}}{t_g} \quad \text{Verzerrung infolge } S_{ll};$$

$$\alpha \quad \text{Verschiebungsbeiwert, für B 25 } \alpha = 1,27 \cdot 10^{-4}$$

Das ist offenbar eine falsche Annahme, da abgelöste Bereiche (Verbundentkoppelung), in welchen keine Verbundspannungen übertragen werden können, nach Ansicht von Ranisch nicht auftreten.

Nach mehreren Versuchen an der TU Braunschweig konnte der Maximalwert der Verbundspannung τ_{ll} ermittelt werden zu:

$$\tau_{ll} = 4,45 \cdot f_{ctm} - 1,7 \quad [\text{MPa}] \quad (4.9)$$

Die maximale Relativverschiebung S_{lo} des Verbundbaustoffs kann auch wie folgt angegeben werden:

$$S_{lo} = S_{ll} + \alpha \cdot l_t \quad (4.10)$$

Die Versuche zeigten auch, dass der elastische Bereich des Verbundansatzes für Verbundlängen $l_t > 50 \text{ cm}$ vernachlässigt werden kann, so dass :

$$S_{lo} = \alpha \cdot l_t \quad (4.11)$$

Ranisch [74] stellte auch fest, dass die rechnerische Verbundbruchkraft von der Laschengeometrie, der Oberflächenzugfestigkeit des Bauteilbetons und der Verbundlänge abhängt. Sie kann mit der Gleichung (4.12) bestimmt werden. Die Gleichung wird als „Ranisch Formel“ bezeichnet [22].

$$Z_l = b_l \cdot \sqrt{k \cdot t_l \cdot \tau_k \cdot l_v} \quad (4.12)$$

Hierbei sind:

$k \approx 30 \text{ MPa}$	Dieser Wert berücksichtigt die Laschenfestigkeit und den Grenzwert der Relativverschiebung S_{lo}	
b_l	Laschenbreite	[mm];
t_l	Laschendicke	[mm];
τ_k	Rechenwert der Verbundspannung	[MPa];
l_v	Verbundlänge $500 \leq l_v \leq 2000 \text{ mm}$	[mm].

Nach einer Umformung der obigen Gleichung (4.12) erhält Ranisch die erforderliche Verankerungslänge:

$$\text{erf } l_v = \frac{Z_l^2}{b_l^2 \cdot k \cdot t_l \cdot \tau_k} \quad (4.13)$$

Ranisch geht in seiner Arbeit [74] davon aus, dass die Dicke der Klebeschicht keine Auswirkung auf die erreichbare Verbundbruchkraft hat. Diese Annahme konnte bislang durch die Versuchsergebnisse nicht immer bestätigt werden. Der geforderte Endverankerungs- und Zugkraftdeckungsnachweis in dem Zulassungsbescheid [22] basiert auf dem Modell von Ranisch.

Im Gegensatz zu Ranisch wird nach Holzenkämpfer [37] die maximale Verbundspannung über die Mohr-Coulomb Hypothese nach Gl. (4.14) berechnet:

$$\tau_{ln} = k_b \cdot k_c \cdot (1,8 \cdot f_{ctm} + \mu_n \cdot \sigma_n) \quad (4.14)$$

Hierbei sind:

k_b	Beiwert zur Berücksichtigung des Größeneinflusses;
-------	--

k_c	Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundlage;
f_{ctm}	Mittelwert der Betonzugfestigkeit an Würfeln mit 150 mm Kantenlänge und Lagerung nach DIN 1048-1;
μ_n	Reibbeiwert;
σ_n	Anpressdruck.

Der zweite Unterschied zu Ranisch betrifft die Relativbruchverschiebung S_{lo} . Nach Holzenkämpfer ist sie von der Verankerungslänge unabhängig und wird über die Verbundbruchenergie nach Gl. (4.15) berechnet:

$$G_F = \int_0^{\infty} \tau_{ll} \cdot (S_{ll}) \cdot ds_l \quad (4.15)$$

Der von Holzenkämpfer in seiner Dissertation [37] formulierte Ansatz (Gleichung (1.1)) wurde im Richtlinienentwurf vom März 1996 [19] um den Faktor $K_{bü}$ erweitert, der einen günstiger wirkenden Anpressdruck rechnerisch berücksichtigen soll (Bild 4.7), wie er bei klebarmierten Stahlbetonbauteilen auftritt, deren Schubtragfähigkeit durch geklebte Schubbügel erhöht wurde.

In der Entwurfsfassung der Richtlinie von Juni 1997 [21] wurde allerdings dieser Faktor herausgenommen. Darüber hinaus wurde der konstante Faktor in der Bestimmungsgleichung gegenüber der Gleichung (1.1) von 0,33 auf 0,35 erhöht, wodurch etwa 6 % höhere Verbundbruchkräfte ermittelt werden.

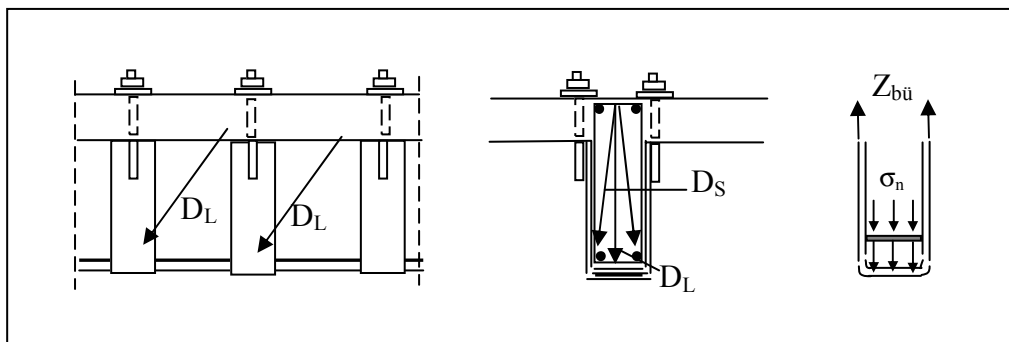


Bild 4.7: Anpressdruck bei schubverstärkten Stahlbetonbalken [37]

Fig. 4.7: Contact pressure in shear strengthened reinforced concrete beams [37]

Fig. 4.7: Pression appliquée dans une poutre en béton armé renforcée au cisaillement [37]

Nachfolgend wird der modifizierte Ansatz wiedergegeben:

$$T_{k,\max} = 0,33 \cdot b_l \cdot k_b \cdot k_c \cdot \sqrt{f_{ctm} \cdot E_l \cdot t_l} \quad [\text{N}] \quad (4.16)$$

Hierbei sind:

- b_l Breite der Lamelle
- k_b Geometrie-Faktor;
- k_c Lage der zu beklebenden Oberfläche;
 $k_c = 1$ Klebung auf Schalseite;
 $k_c = 0,85$ Klebung auf Betonierseite;
- f_{ctm} Betonzugfestigkeit;
- E_l E - Modul der Lasche bzw. Lamelle;
- t_l Dicke der Lasche bzw. Lamelle.

Holzenkämpfer hat anhand von Versuchen eine ausreichend gute Übereinstimmung zwischen Versuchsergebnissen und der Berechnung gezeigt. Dies bedeutet, dass das Verbundverhalten der geklebten Stahllaschen am besten durch einen Verbundansatz mit einem aufsteigenden und einem abfallenden Ast beschrieben werden kann.

Die Grundlage zur Festlegung der Bestimmungsgleichung von Holzenkämpfer war das Lösen der Differentialgleichung. Aber für den bilinearen Ansatz konnte die Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds nur bereichsweise gelöst werden. Aus der Lösung der Differentialgleichung ergab sich für den linear-elastischen Bereich ein Ansatz mit hyperbolischen Funktionen und für den plastisch entfestigten Bereich eine Lösung mit trigonometrischer Funktionen. Für die Bestimmung der Verbundbruchkraft in Abhängigkeit von der Verbundlänge l_v muss die Länge des elastischen Verbundbereiches a_1 ermittelt werden. Die Ermittlung des Bereiches a_1 kann leider nicht explizit, sondern nur iterativ erfolgen. Deshalb ersetzte Holzenkämpfer für sein Rechenmodell den bilinearen Ansatz durch ein lineares Verbundgesetz.

Er begründet dies Vorgehen mit den geringen Abweichungen, die sich bei gleich großer, vom Klebeverbund aufnehmbarer Verbundbruchenergie G_F zwischen den beiden Ansätzen ergeben.

Die Verbundbruchkraft F_{\max} kann für einen linearen Verbundansatz mit dem Rechenmodell in Abhängigkeit von der Verbundbruchenergie G_F , der maximalen Verbundspannung τ_{l1} und der Verbundlänge l_v mit der folgenden Gleichung dargestellt werden [65]:

$$F_{\max} = b_l \cdot \sqrt{2 \cdot G_F \cdot E_L \cdot t_L \cdot k_\mu} \cdot \tanh \sqrt{\frac{\tau_{ll}^2 \cdot l_v^2}{2 \cdot G_F \cdot E_L \cdot t_L \cdot k_\mu}} \quad (4.17)$$

Mit den Faktor k_μ soll der Einfluss der Versuchsart (Zug-Zug-Doppellaschenkörper bzw. Zug-Druck-Doppellaschenkörper) auf die Verbundbruchkraft erfasst werden. Der Weg ausgehend von den Grundlagen, die von Ranisch [74], Ivanyi und Buschmeyer [41], Kuntz [51] sowie Pichler [71] gelegt wurden, bis zum Entwurfsmodell Holzenkämpfer ist in Bild 2.7 übersichtlich dargestellt.

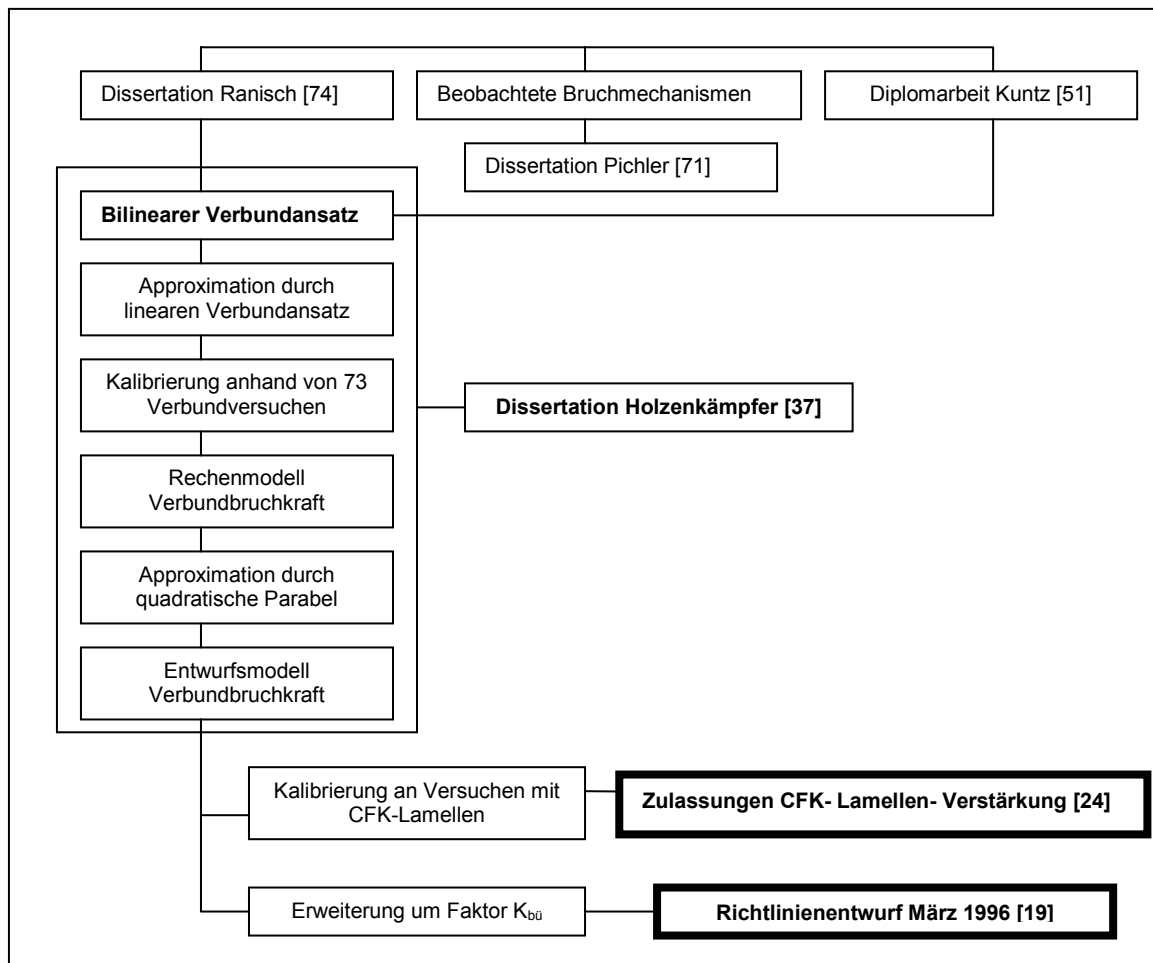


Bild 4.8: Vorgehen Holzenkämpfers bei der Herleitung des Entwurfsmodelles zur Ermittlung der Verbundbruchkraft [66]

Fig. 4.8: Holzenkämpfer's procedure for the deduction of the design model for the determination of the bond force at fracture [66]

Fig. 4.8: Procédure de Holzenkämpfer pour la détermination du model de calcul de la force de rupture d'adhésion [66]

Auf der Grundlage von 98 Verbundversuchen an Zug-Doppellaskenkörpern an der TU München, 38 Verbundversuchen mit aufgeklebten Stahllaschen sowie 60 Verbundversuchen mit geklebten CFK-Gelegen konnte Niedermeier [66] das Verbundverhalten in Form eines allgemeinen Verbundgesetzes beschreiben. Es konnte gezeigt werden, dass der bilineare Ansatz sowohl für das Stahllaschenverfahren als auch für die CFK-Gelege gut geeignet ist, das Verbundverhalten dieser Arten der Klebebewehrung zu beschreiben.

Im Gegensatz zu Holzenkämpfer erkannte Niedermeier, dass für die Formulierung eines wirksamen Endverankerungsnachweises folglich nicht nur die Verbundbruchenergie, sondern der gesamte Verlauf des Verbundgesetzes bekannt sein muss. Seine Begründung lautet: Für den Zugkraftdeckungsnachweis am äußersten Biegeriss nach Holzenkämpfer musste nur die vom Klebeverbund aufnehmbare Bruchenergie G_F bekannt sein, die in den entsprechenden Auswertungen aus der in Verbundversuchen erreichten Höchstlast bestimmt wird. Darüber hinaus wurde von Holzenkämpfer in seiner Arbeit mit einer konservativen Annahme (Mohr-Coulomb-Kriterium) für die maximale Verbundspannung unter Verwendung eines linearen Verbundansatzes die für das Erreichen der maximalen Verbundbruchkraft erforderliche Verbundlänge näherungsweise bestimmt. Auf diese Weise kann das wirkliche Tragverhalten im Endverankerungsbereich aber nicht erfasst werden. Deswegen liefern manche auf diesem Konzept basierenden Bestimmungsgleichungen andere Verbundlängen als im Versuch.

Niedermeier konnte aus seinen Versuchsauswertungen eine bekannte Form des Verbundgesetzes mit dem bilinearen Ansatz im Bild 4.5 angeben.

Es müssten folglich im Rahmen der Versuchsauswertung nur die bestimmenden Parameter des bilinearen Verbundansatzes festgelegt werden. Dies sind die maximale Verbundspannung τ_{l1} , die zugehörige elastische Grenzverformung S_{l1} sowie der Grenzwert der Relativverschiebung S_{l0} . Dazu hat Niedermeier folgendes Vorgehen gewählt: Zunächst wird die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes für einen bilinearen Verbundansatz unter Vernachlässigung der Betonverformungen allgemein gelöst. Diese Lösung wird an die in den Verbundversuchen vorliegenden Randbedingungen angepasst. Anschließend wird eine Regressionsanalyse mit der Methode der kleinsten Abstandquadrate durchgeführt, um Verbundgesetzparameter festzulegen. Als Zielgrößen galten die elastische Verbundenergie G_e , die Bruchenergie G_F und die maximale Verbundspannung τ_{l1} .

Auch durch diese Größen wird der Verlauf des Verbundgesetzes eindeutig definiert, hier wird auch auf die Literatur verwiesen [65].

$$G_e = \frac{\tau_{l1} \cdot S_{l1}}{2} \quad , \quad G_F = \frac{\tau_{l1} \cdot S_{l0}}{2}$$

Daraus ermittelt Niedermeier [66] anhand der Gleichungen (4.18) bis (4.26) folgende Parameter des Verbundgesetzes:

- Für Stahllaschen:

$$G_e = 6,8606 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{\beta_w \cdot \beta_{oz}} \quad (4.18)$$

$$G_F = 3,8412 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt{\beta_w \cdot \beta_{oz}} \quad (4.19)$$

$$\tau_{L1} = 3,9363 \cdot 10^{-1} \cdot \sqrt{\beta_w \cdot \beta_{oz}} \quad (4.20)$$

Hierbei sind: β_w : Würfeldruckfestigkeit des Betons in MPa;

β_{oz} : Nennfestigkeit des Betons in MPa.

- Für CFK- Gelege:

$$G_e = 0,0087 \cdot \sqrt[3]{n_l} \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \cdot \beta_{oz} \quad (4.21)$$

$$G_F = 0,078 \cdot \sqrt[3]{n_l} \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \cdot \sqrt{\beta_{oz}} \quad (4.22)$$

$$\tau_{L1} = 1,82 \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \cdot \beta_{oz} \quad (4.23)$$

Hierbei ist

n_l die Anzahl der geklebten CFK-Gelege.

Darüber hinaus leitet Niedermeier ein allgemein gültiges Verbundgesetz (charakteristisches Verbundgesetz) ab, siehe Gl. (4.24) bis Gl. (4.26).

$$G_{e,k} = 0,0034 \sqrt[3]{n_L} \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \cdot \beta_{oz} \quad (4.24)$$

$$G_{e,k} = 0,052 \cdot \sqrt[3]{n_L} \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \cdot \sqrt{\beta_{oz}} \quad (4.25)$$

$$\tau_{l1} = 1,12 \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \cdot \beta_{oz} \quad (4.26)$$

Ein weiterer Unterschied zwischen Niedermeier und Holzenkämpfer liegt im Nachweiskonzept. Im Gegensatz zu Holzenkämpfer bzw. Rostasy und Neubauer, der nur einen Endverankerungsnachweis führt, hat Niedermeier ein verbundorientiertes Konzept zum Nachweis der Zugkraftdeckung am gesamten Bauteil vorgeschlagen, wodurch die energetische Begrenzung erfasst wird. Dieses neue Nachweiskonzept hat Niedermeier für notwendig gehalten, da das spröde Verbundverhalten der Klebearmierung dabei nicht nur an der Endverankerung, sondern an allen querkraftbeanspruchten Trägerabschnitten zu betrachten ist. Diese Anforderung an ein Konzept zur Überprüfung der Zugkraftdeckung ist im konventionellen Stahlbetonbau wegen des duktilen Verbundverhaltens einbetonierter Betonstähle nicht erforderlich.

4.3.5 Zusammenfassende Beurteilung der verschiedenen Verbundansätze

Im Bild 4.9 ist der typische Verlauf der auf eine Lasche im Verbundversuch am Zug-Druck- Körper wirkende Zugkraft über der Relativverschiebung S_l am lastseitigen Beginn des Verbundbereiches aufgetragen. Im $S_l - \tau_l$ -Diagramm ist der entsprechende qualitative Verlauf der wichtigsten Verbundansätze dargestellt.

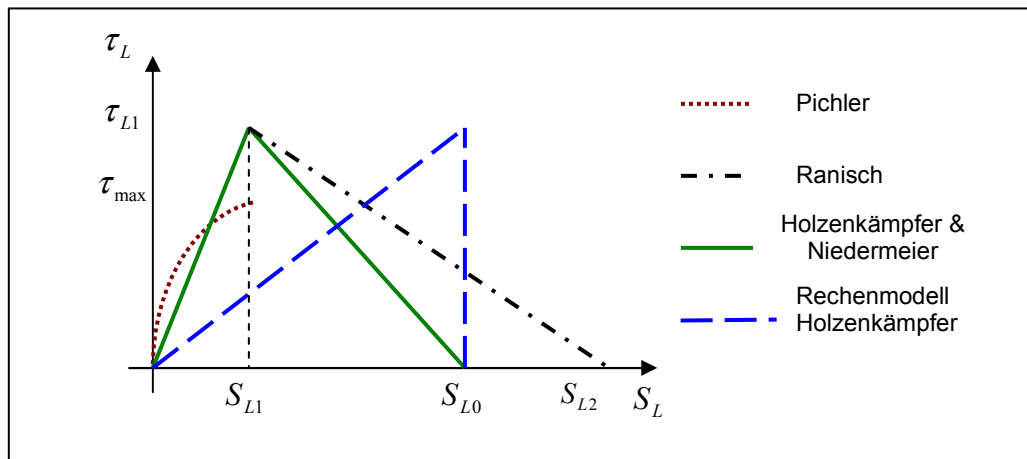


Bild 4.9: Gegenüberstellung des Verlaufes verschiedener Verbundansätze

Fig. 4.9: Comparison between the different bond approaches

Fig. 4.9: Comparaison de l'allure des différents lois de variation d'adhérence

Die verschiedenen Ansätze unterscheiden sich vor allem hinsichtlich der Bewertung des Verbundtragverhaltens im plastisch entfestigten Bereich. Die Besonderheiten der aufgeführten Ansätze sind im Bild 4.10 zusammengefasst.

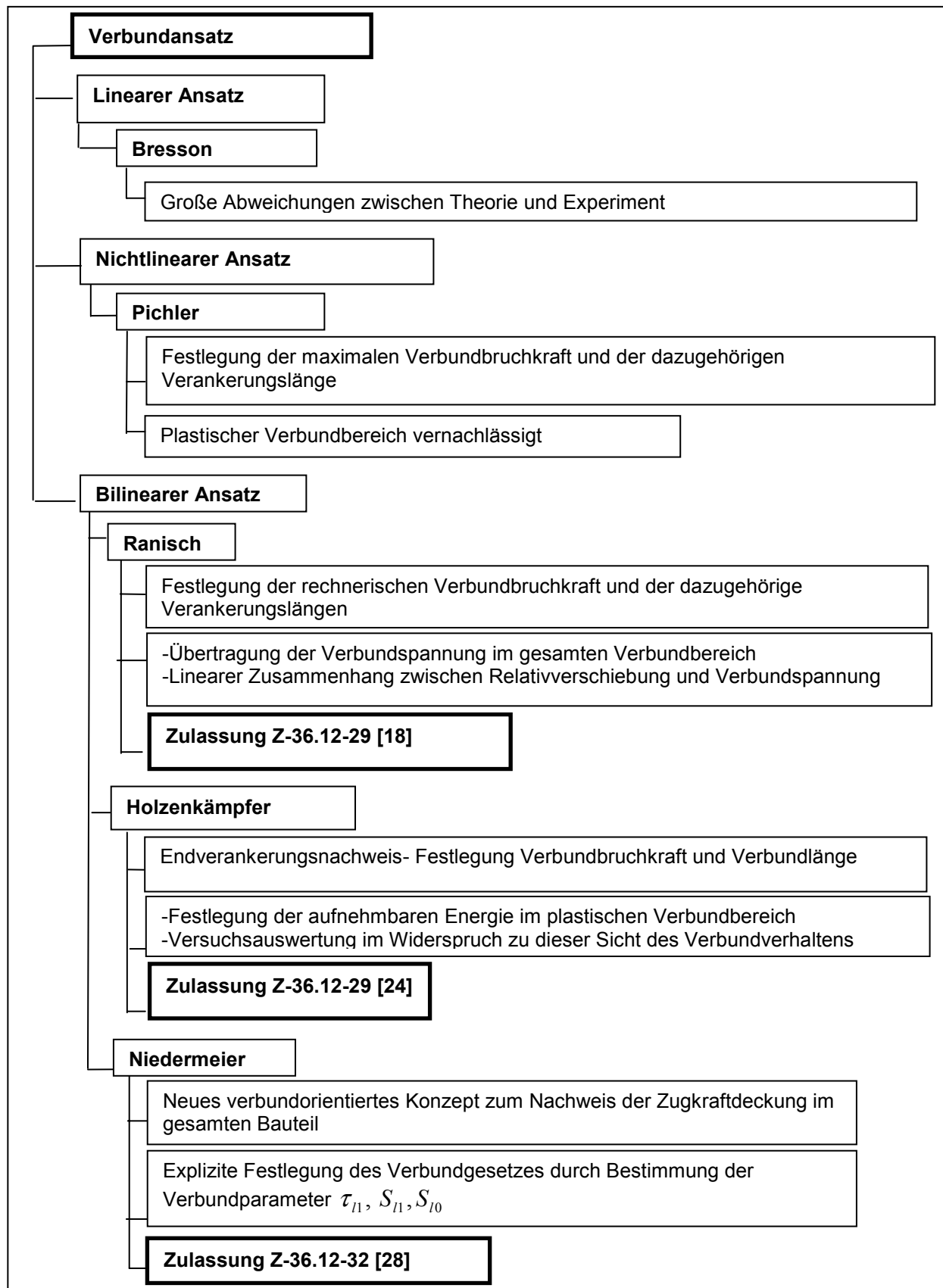


Bild 4.10: Übersicht über die verschiedenen Ansätze

Fig. 4.10: Overview of the different bond approaches

Fig. 4.10: Récapitulation des différentes lois d'adhérence

Als Schlussfolgerung kann wie folgt zusammengefasst werden:

- Der lineare Ansatz ist nicht geeignet für das Beschreiben des Verbundverhaltens der Klebearmierung.
- Der nichtlineare Ansatz vernachlässigt den plastischen Verbundbereich, so dass die Festlegung aus diesem Ansatz sehr weit auf der sicheren Seite liegt.
- Das Verbundverhalten der Klebearmierung kann sehr gut durch den bilinearen Ansatz modelliert werden. Am geeignetesten ist die Vorgehensweise nach Niedermeier.

4.4 Bestimmung des Verbundverhaltens von TFC®-Gewebe

4.4.1 Allgemeines

In den vorherigen Abschnitten wurden die bisherigen bekannten Verbundansätze kurz beschrieben. Es hat sich herausgestellt, dass der lineare Ansatz zur Bestimmung des Verbundverhaltens der Klebearmierung nicht geeignet ist. Deswegen erfolgt in der vorliegenden Arbeit bei der Erarbeitung eines Verbundgesetzes für TFC®-Gewebe eine Beschränkung auf den nichtlinearen und bilinearen Ansatz.

Zu einer besseren Beschreibung des Verbundverhaltens einer Klebearmierung ist es nach Niedermeier's Ansicht wichtig, die Verbundparameter, die den Verlauf des Verbundgesetzes festlegen, zu bestimmen. Aus diesem Grund wird nachfolgend auf der Grundlage der bekannten Ansätze eine eigene Bestimmung der Verbundgesetzparameter für TFC®-Gewebe vorgenommen.

Anschließend wird die maximale aufnehmbare Verbundbruchkraft bzw. die dazugehörige Verankerungslänge ermittelt.

Da bis jetzt keine Verbundversuche für TFC®-Gewebe vorliegen und keine eigenen Versuche wegen des erheblichen Aufwandes durchgeführt werden konnten, wird zum Erreichen des o.g. Ziels hauptsächlich theoretisch vorgegangen. Hierbei werden die bisherigen Angaben über die Verankerung von TFC®-Gewebe der französischen Firma Freyssinet zur Hilfe herangezogen.

In diesem Abschnitt werden zuerst die Angaben der Firma Freyssinet über die Verankerung von TFC®-Gewebe vorgestellt. Anschließend wird hierauf aufbauend der nichtlineare bzw. der bilineare Verbundansatz auf TFC®-Gewebe angewendet. Es wird gezeigt, dass dieser Ansatz am geeignetsten für eine geklebte Bewehrung ist.

4.4.2 Angaben der Firma Freyssinet über die Klebeverbundverankerung der TFC®-Gewebe

Einige Versuche wurden von der Firma Freyssinet durchgeführt [113], um den Einfluss der Klebeverankerungslänge auf das Verbundverhalten Beton/TFC® zu zeigen.

Hierbei sollte eine optimale Klebeverankerungslänge für TFC®-Gewebe bestimmt werden. Diese Versuche waren für die Bestimmung der erforderlichen Klebeverankerungslänge für die Schubtragfähigkeit gedacht. Aber die Versuchsergebnisse werden auch für die Bestimmung des allgemeinen Verbundverhaltens TFC®/Beton verwendet, bis mehrere geeignete Verbundversuche vorliegen. Die Geometrie der Probekörper ist im Bild 4.11 dargestellt.

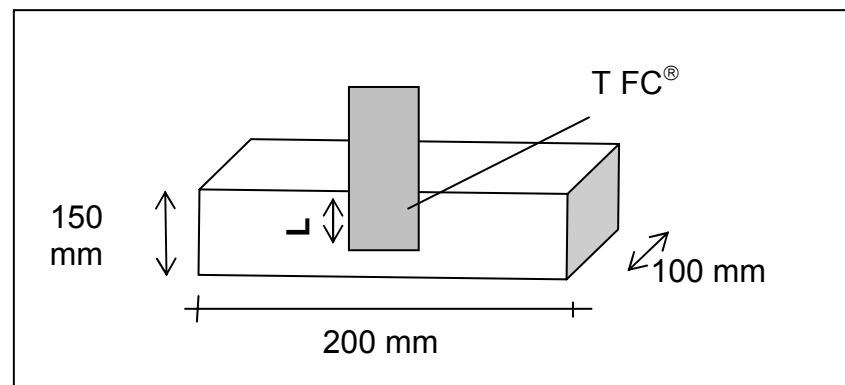


Bild 4.11: Geometrie der Probekörper [113]

Fig. 4.11: Geometry of the specimens [113]

Fig. 4.11: Eprouvtes d'essai [113]

Der Versuchsaufbau für die bei der Fa. Freyssinet durchgeführten Verbundversuche ist im Bild 4.12 skizziert.

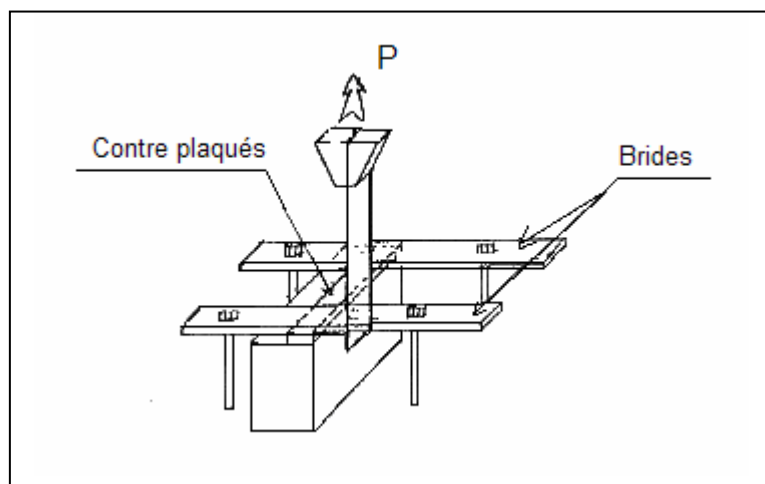


Bild 4.12: Versuchsaufbau [113]

Fig. 4.12: Test setup [113]

Fig. 4.12: Déroulement d'essai [113]

Es wurden drei Klebeverankerungslängen untersucht: $L = 50$; 100; 150 mm.

Die Ergebnisse der Versuche sind in Tabelle 4.6 zusammengefasst. Weitere Versuchsergebnisse sind im Anhang A, Tab. A1, Bilder A1, A2, A3 und A4, zu sehen.

Mittlere Werte	Verankerungslänge 50 mm	Verankerungslänge 100 mm	Verankerungslänge 150 mm
Last in kN	11,25	15,48	16,93
Spannung in MPa	4,29	3,10	2,25

Tab. 4.6: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse [113]

Tab. 4.6: Summary of tests results [113]

Tab. 4.6: Récapitulation des résultats d'essais [113]

Die im Versuch beobachteten Versagenstypen sind im Bild 4.13 dargestellt.

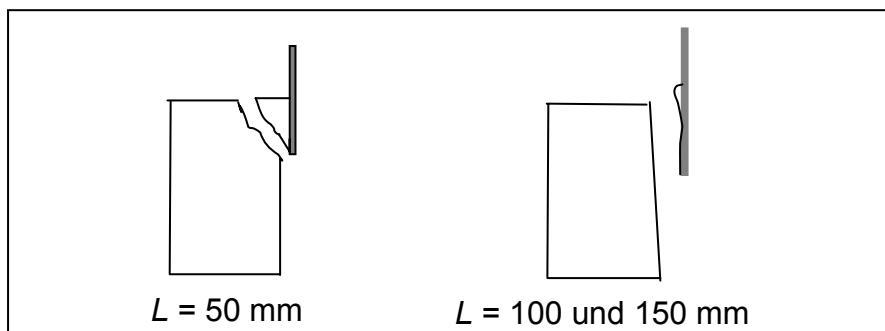


Bild 4.13: Versagensarten bei den Versuchen [113]

Fig. 4.13: Type of failure in the tests [113]

Fig. 4.13: Modes de ruptures lors des essais [113]

Für die Probekörper mit einer Verankerungslänge $L = 50$ mm erfolgt das Versagen im Beton. Bei Verankerungslängen von $L = 100$ bzw. 150 mm ist das Versagen durch das Ablösen von TFC®-Gewebe (Delaminierung) gekennzeichnet.

Aus diesem Versuchen hat die Firma Freyssinet folgende Empfehlungen abgeleitet:

- Die optimale Klebeverankerungslänge von TFC®-Gewebe soll für einen Beton mit einer Festigkeit von 30 MPa 100 mm und für Betone mit Festigkeiten von 20 - 25 MPa 150 mm betragen.
- Die zulässige Verbundspannung (contrainte admissible) beträgt 1,5 MPa. Dies ergibt einen Sicherheitsfaktor von ca. 2 gegenüber den im Versuch beobachteten mittleren Verbundspannungen.

4.4.3 Nichtlinearer Ansatz

Wie im Abschnitt 4.3.3 erläutert, wird der nichtlineare Ansatz allgemein mit folgendem Verbundgesetz beschrieben:

$$\tau_f = \tau_{f1} \cdot \left[\frac{S_f}{S_{f1}} \right]^\alpha = C_f \cdot S_f^\alpha \quad (4.27)$$

Bei dieser Formulierung wird der plastisch entfestigte Bereich nicht berücksichtigt. Damit befindet man sich im sicheren Bereich.

Mit der obigen Formel ist das Verbundverhalten bekannt, sobald die Parameter τ_{f1} , S_{f1} , und α festgelegt sind. Diese Parameter müssen durch Versuche und durch Lösen der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes bestimmt werden. Wie schon erwähnt, liegen für TFC®-Gewebe noch keine ausreichenden bzw. geeigneten Verbundversuche vor, so dass die Verbundparameter zur Zeit nur abgeschätzt werden können. Diese Abschätzung wird hier mit Hilfe der Versuche der französische Firma Freyssinet durchgeführt.

In der vorliegenden Arbeit wird über die Abschätzung hinaus eine Vorgehensweise für die Bestimmung der Verbundparameter gezeigt. Diese Vorgehensweise basiert auf der Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes und der Auswertung der französischen Versuchsergebnisse.

Bevor man die Parameter τ_{f1} , S_{f1} , und α bestimmen kann, muss die Differentialgleichung (DGL) des verschieblichen Verbunds zuerst allgemein gelöst werden. Üblicherweise lautet die Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds wie folgt:

$$\frac{d^2 S_f}{dx^2} - \frac{1 + \alpha_f \cdot \rho_f}{E_f \cdot t_f} \cdot f(S_f) = 0 \quad (4.28)$$

Hierbei sind:

$\frac{d^2 S_f}{dx^2}$	zweimalige Differenzierung der Relativverschiebung
S_f	die Relativverschiebung des TFC®-Gewebes;
$f(S_f)$	die Funktion, die die Verbundspannung in Abhängigkeit vom Schlupf beschreibt;
f :	TFC®-Gewebe – Indice.

Wenn man dies DGL unter Ansatz des nichtlinearen Verbundgesetzes löst, bekommt man folgende speziellen allgemeine Lösung für die Relativverschiebung $S_l(x)$ [37 , 117]:

$$S_f(x) = \left[\frac{C_f \cdot (1-\alpha)^2}{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot (1+\alpha)} \right]^{\frac{1}{1-\alpha}} \cdot x^{\frac{2}{1-\alpha}} = S_{f1} \cdot \left(\frac{x}{l_e} \right)^{\frac{2}{1-\alpha}} \quad (4.29)$$

Hierbei ist l_e die Einleitungslänge.

Auf der Herleitung der Gl. (4.29) wird hier verzichtet und nur auf die Literatur verwiesen [117].

Hiermit kann auf der Grundlage der Gl. (4.29) die mittlere Verbundspannung wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{fm} = \frac{C_f}{l_e} \int_0^{l_e} S_f^\alpha(x) \cdot dx = \frac{C_f}{l_e} \int \left[S_{f1} \cdot \left(\frac{x}{l_e} \right)^{\frac{2}{1-\alpha}} \right]^\alpha \cdot dx \quad (4.30)$$

$$\tau_{fm} = C_f \cdot \frac{S_{f1}^\alpha}{1 + \frac{2\alpha}{1-\alpha}} = \tau_{f1} \cdot \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \quad (4.31)$$

Nach der Herleitung gemäß [37] bekommt man die zugehörige Zugkraft im Verbund:

$$\max F = b_f \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \tau_{f1} \cdot S_{f1}}{1+\alpha}} \quad (4.32)$$

Die Verbundlänge (bzw. Einleitungslänge), die für die Zugkraft $\max F$ erforderlich ist, beträgt:

$$l_e = \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot S_{f1} \cdot (1+\alpha)}{\tau_{f1} \cdot (1-\alpha)^2}} \quad (4.33)$$

Hierbei sind:

t_f	Dicke der TFC [®] -Gewebe;
E_f	E - Modul der TFC [®] -Gewebe;
S_{f1}	elastischer Grenzwert der Relativverschiebung der Gewebe;
τ_{f1}	Maximalwert der auf der Klebegewebe wirkenden Verbundspannung.

Darüber hinaus gilt: Aus der Bedingung, dass die Kraft in der Lamelle über die Einleitungslänge durch den Verbund an den Beton weitergeleitet werden muss, erhält man die Einleitungslänge l_e für die TFC[®]-Gewebe:

$$\tau_{fm} \cdot b_f \cdot l_e = b_f \cdot t_f \cdot \sigma_f \quad (4.34)$$

$$l_e = \frac{A_f \cdot \sigma_f}{\tau_{fm} \cdot b_f} = \frac{t_f \cdot \sigma_f}{\tau_{fm}} \quad (4.35)$$

$$l_e = \frac{t_f \cdot \sigma_f}{\tau_{f1}} \cdot \frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \quad (4.36)$$

Hierbei ist σ_f die Spannung in der Lamelle am Anfang der Einleitungslänge l_e (Angriffspunkt der Belastung).

Ablauf der eigenen Berechnung für die Bestimmung der Verbundparameter

Zur Bestimmung der Verbundparameter α , τ_{f1} , S_{f1} werden die Versuchsergebnisse der Firma Freyssinet herangezogen. In den Versuchen wurde die Dehnung entlang der Verbundlänge für verschiedene Laststufen gemessen. Die Ergebnisse sind im Anhang A, Bilder A1, A2 und A3 dargestellt [113].

Um eine Bestimmung von α zu ermöglichen, wird in der vorliegenden Arbeit eine andere Darstellungsform der Ergebnisse (Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge für verschiedene Laststufen) gewählt. Diese Darstellungsform ist dem Anhang C, Bilder C1 - C10, zu entnehmen. Repräsentativ dafür ist das Bild 4.14.

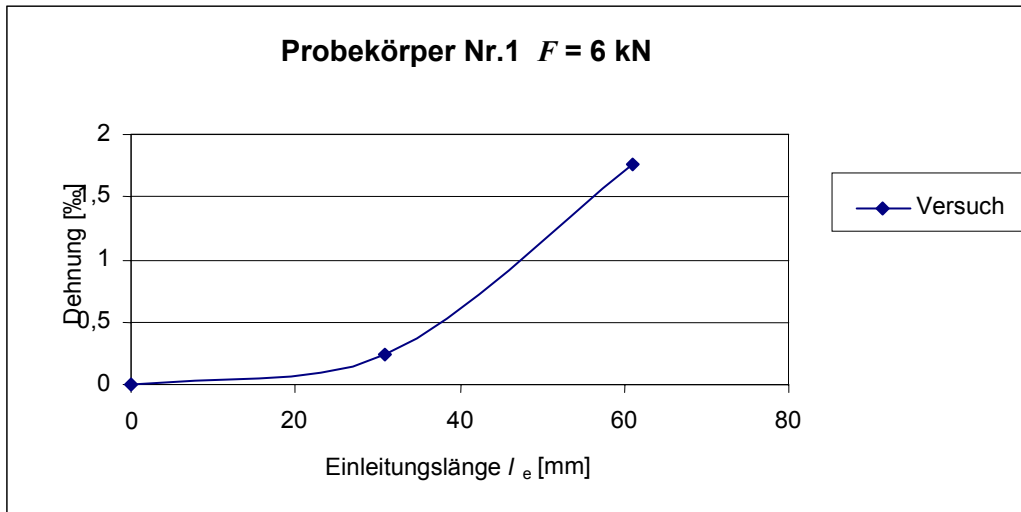


Bild 4.14: Dehnungsverlauf in Abhängigkeit von der Einleitungslänge

Fig. 4.14: Relation between elongation and anchoring length

Fig. 4.14: Courbe élongations - longueur d'adhérence

Die so gefundenen Dehnungsverläufe werden durch eine Funktion vom Typ $\varepsilon_f(x) = a \cdot x^b$ approximiert bzw. interpoliert. Die Interpolation wird mit Hilfe eines Programms des Instituts für Numerische Mathematik der Technischen Universität Darmstadt durchgeführt. Das Programm benutzt das Lavenberg-Marquardt-Verfahren für die unrestringierte Minimierung. Das Lavenberg-Marquardt-Verfahren ist ein Verfahren zur Lösung nichtlinearer Ausgleichungsaufgaben.

Nach Berechnung der Konstanten a und b nach den Gleichungen (4.37) bis (4.41) kann der Parameter α bestimmt werden.

Es gilt:

$$d\sigma_f(x) \cdot A_f = \tau_f(x) \cdot b_f \cdot dx \quad (4.37)$$

$$d\sigma_f(x) = \frac{1}{t_f} \cdot \tau_f(x) \cdot dx \quad (4.38)$$

Mit

$$\tau_f(x) = C_f \cdot S_{f1}^\alpha \left(\frac{x}{l_e} \right)^{\frac{2-\alpha}{1-\alpha}} \cdot dx$$

erhält man:

$$\Delta\sigma_f(x) = \int d\sigma_f(x) = \frac{1}{t_f} \cdot C_f \cdot S_{f1}^\alpha \cdot \frac{1}{l_e^{\frac{2\alpha}{1-\alpha}}} \cdot \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \cdot x^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}}$$

$$\Delta\sigma_f(x) = \frac{1}{t_f} \cdot \tau_{fm} \cdot \frac{1}{l_e^{\frac{2\alpha}{1-\alpha}}} \cdot x^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} \quad (4.39)$$

Hierbei kann unter den Versuchsbedingungen der Firma Freyssinet $\Delta\sigma_f(x) \approx \sigma_f(x)$ gesetzt werden. Daraus ergibt sich:

$$\sigma_f(x) \cong \frac{1}{t_f} \cdot \tau_{fm} \cdot \frac{1}{l_e^{\frac{2\alpha}{1-\alpha}}} \cdot x^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} \quad (4.40)$$

Aus dem Hooke'schen Gesetz wird abgeleitet $\varepsilon_f(x) = \frac{\sigma_f(x)}{E_f}$

$$\varepsilon_f(x) \approx \frac{1}{E_f \cdot t_f} \cdot \frac{1}{l_e^{\frac{2\alpha}{1-\alpha}}} \cdot \tau_{fm} \cdot x^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} \quad (4.41)$$

$$\varepsilon_f(x) = a \cdot X^b$$

Aus Gleichung (4.41) folgt:

$$a = \frac{1}{E_f \cdot t_f} \cdot \frac{1}{l_e^{\frac{2\alpha}{1-\alpha}}} \cdot \tau_{fm} \quad \text{und} \quad b = \frac{1+\alpha}{1-\alpha}$$

Andererseits, ist bekannt dass: $\tau_{fm} = \frac{F}{l_e \cdot b_f}$

Hierbei ist F die Kraft, die in dem TFC®-Gewebe an Anfang der Einleitungslänge wirkt.

Aus den obigen Gleichungen können der Parameter α und die zum gewählten Verbundgesetz passende Einleitungslänge l_e in Abhängigkeit von den Konstanten a und b nach den Gleichungen (4.42) und (4.43) ermittelt werden.

$$\alpha = \frac{b-1}{b+1} \quad (4.42)$$

$$l_e = \left[\frac{F}{E_f \cdot t_f \cdot b_f \cdot a} \right]^{\frac{1-\alpha}{1+\alpha}} \quad (4.43)$$

Die Versuchsergebnisse der Firma Freyssinet für unterschiedlich gewählte Laststufen wurden interpoliert. Die daraus gefundenen Werte der Konstanten a und b des Verbundgesetzes und die dazugehörigen Werte von α , l_e und τ_{fm} sind der Tabelle 2.2 zu entnehmen.

Durch Einsetzen dieser Parameter werden die Dehnungsverläufe bei den niedrigen Laststufen überprüft. Die Ergebnisse sind im Anhang C, Bilder C11 – C20, dargestellt. Als repräsentativ für diese Ergebnisse gilt Bild 4.15.

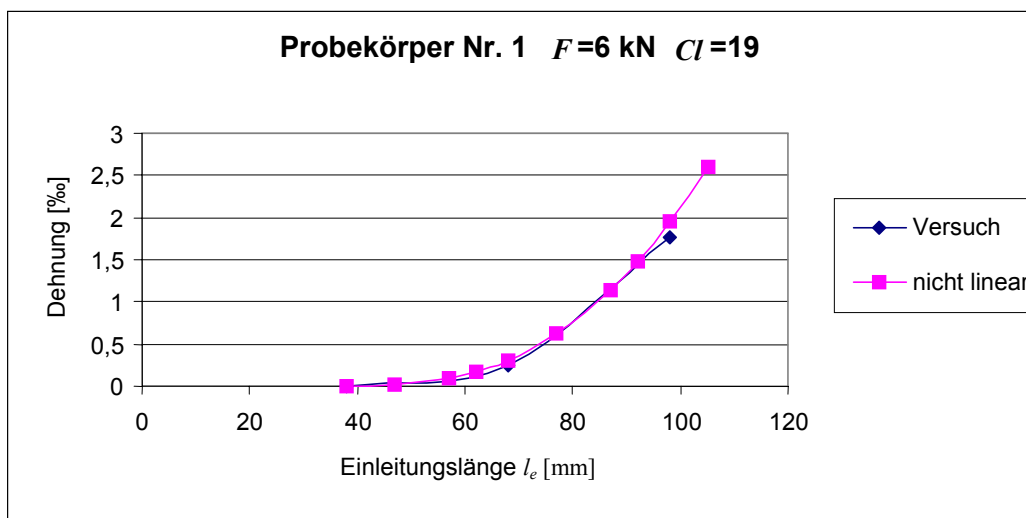


Bild 4.15: Dehnungsverläufe - nichtlinearer Ansatz

Fig. 4.15: Elongation curve - non linear model

Fig. 4.15: Courbe d'élongation - modèle non linéaire

F [kN]	Probekörper Nr. 1 (PK Nr. 1)					Probekörper Nr. 2 (PK. Nr. 2)				
	a	b	α	l_e [mm]	τ_{fm} [MPa]	a	b	α	l_e [mm]	τ_{fm} [MPa]
2	$0,114 \cdot 10^{-9}$	3,874	0,59	60,00	0,67	$0,155 \cdot 10^{-6}$	1,92	0,315	89,66	0,446
4	$0,915 \cdot 10^{-8}$	2,900	0,49	64,50	1,24	$0,557 \cdot 10^{-7}$	2,35	0,41	77,81	1,030
6	$0,136 \cdot 10^{-7}$	2,870	0,48	72,00	1,67	$0,263 \cdot 10^{-7}$	2,67	0,46	71,20	1,680
8	$0,240 \cdot 10^{-7}$	2,820	0,48	65,50	2,44	$0,423 \cdot 10^{-7}$	2,65	0,45	74,23	2,260
10	$0,436 \cdot 10^{-7}$	2,800	0,47	64,00	3,12	$0,170 \cdot 10^{-6}$	2,38	0,41	71,55	2,790
11	$0,160 \cdot 10^{-12}$	5,070	0,67	118,00	1,86					
12						$0,378 \cdot 10^{-6}$	2,25	0,385	64,77	3,700

Tab. 4.2: Die aus der Auswertung der Versuchsergebnisse der Firma Freyssinet interpolierten Verbundgesetzparameter

Tab. 4.2: Analysis of the records obtained by interpolated parameter's bond law from Freyssinet

Tab. 4.2: Analyse des paramètres de la loi d'adhésion après interpolation des résultats d'essais effectués par la firme Freyssinet

Wenn die mittlere Verbundspannung bekannt ist, kann man die maximale Verbundspannung τ_{f1} am Angriffspunkt der Last bestimmen. Die Werte von τ_{f1} sind der Tabelle 4.3 zu entnehmen.

F [kN]	2	4	6	8	10	11	12
PK Nr. 1 τ_{f1} [MPa]	2,60	3,62	4,75	6,94	8,67	9,41	----
PK Nr. 2 τ_{f1} [MPa]	0,87	2,46	4,54	5,70	6,66	----	8,32

Tab. 4.3: Werte der Verbundspannung τ_{f1} Tab. 4.3: Value of bond stress τ_{f1} Tab. 4.3: Valeurs des contraintes d'adhésion τ_{f1}

Die letzte Unbekannte der Verbundparameter ist die Relativverschiebung (Schlupf) S_{f1} . Aus der Mechanik kann der Schlupf S_{f1} hergeleitet werden.

$$S_{f1} = l_e \cdot (\varepsilon_{fm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.44)$$

$$S_{f1} = l_e \cdot \frac{\sigma_f}{E_f} \cdot \alpha_f = \frac{t_f \cdot \sigma_f^2}{\tau_{fm} \cdot E_f} \cdot \alpha_f \quad (4.45)$$

Hierbei sind:

σ_f die Spannung in dem Gewebe infolge der Belastung F ;

α_f der „Völligkeitsbeiwert“ des infolge des Verbunds entstandenen Spannungsanteils (siehe Bild 4.16).

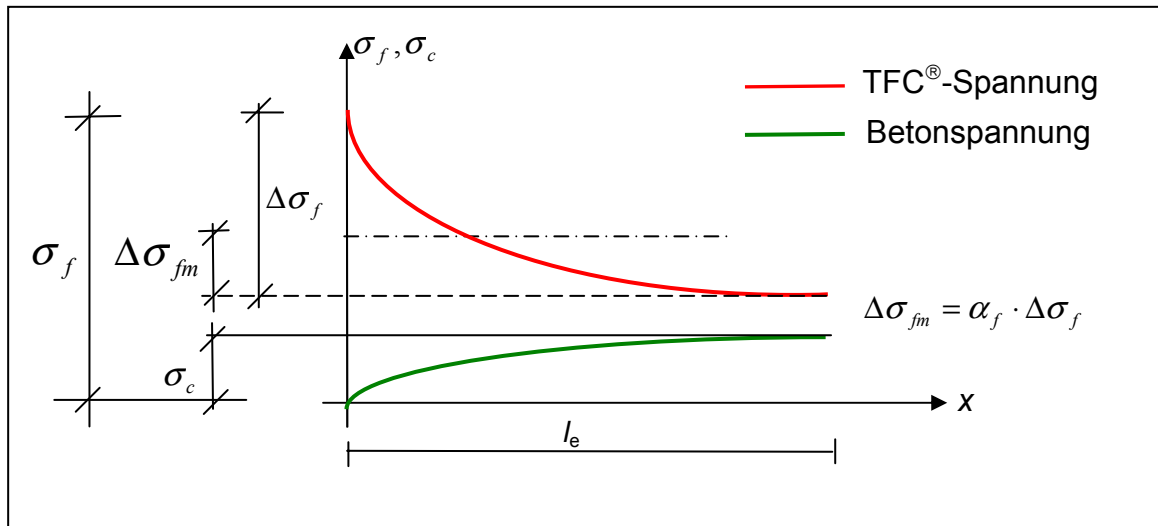


Bild 4.16: Verlauf der Gewebe- und Betonspannung
 Fig. 4.16: Distribution of the strain in tissue and concrete
 Fig. 4.16: Courbe des Contraintes du tissu et le béton

Aus dem Bild 4.16 ist ersichtlich, dass die mittlere Gewebespannung nach Gl. (4.46) wie folgt berechnet wird:

$$\Delta\sigma_{fm} = \alpha_f \cdot \Delta\sigma_f \quad (4.46)$$

Andererseits gilt:

$$\Delta\sigma_{fm} = \frac{1}{l_e} \int_0^{l_e} \Delta\sigma_f(x) \cdot dx \quad (4.47)$$

Durch Integration von Gl. (4.47) erhält man die mittlere Gewebespannung nach Gl. (4.48):

$$\Delta\sigma_{fm} = \frac{1-\alpha}{2} \cdot \Delta\sigma_f \quad (4.48)$$

Damit kann die Berechnung des Völligkeitsbeiwert α_f nach Gl. (4.49) erfolgen.

$$\alpha_f = \frac{1 - \alpha}{2} \quad (4.49)$$

Somit können mit Hilfe der Gleichung (4.45) die der Interpolation zugehörigen Werte der Relativverschiebung S_{f1} berechnet werden. Diese Werte sind für einige Laststufen der Versuche von Freyssinet in der Tabelle 4.4 zu finden

F [kN]	2	4	6	8	10	11	12
σ_f [MPa]	93,000	186,000	279,090	372,0900	465,120	511,63	558,140
PK Nr. 1							
S_{f1} [mm]	0,010	0,029	0,050	0,0600	0,080	0,10	
PK Nr. 2							
S_{f1} [mm]	0,027	0,040	0,051	0,0723	0,093		0,103

Tab. 4.4: Werte des Schlupfs S_{f1}

Tab. 4.4: Slip's values S_{f1}

Tab. 4.4: Valeurs du glissement S_{f1}

In der Praxis hat man in der Regel einen Schlupf von 0,08 bis 0,10 mm. Dies entspricht bei den Versuchen von Freyssinet einer Kraft $F = 10$ bis 12 kN. Weiterhin streuen in der Regel die Werte der Verbundfestigkeit beim Verbund von Beton und der geklebten Bewehrung. Deswegen hat die Firma Freyssinet für den Verbund einen Sicherheitsfaktor von 2 vorgeschlagen. Dieser Wert ist vertretbar, da die Streuung der Werte des Verbundes bei geklebter Bewehrung geringer ist als bei einer innenliegenden Bewehrung. Bei einem Sicherheitsfaktor von 2 ist es angebracht, das Verbundgesetz gemäß den Versuchsergebnissen von Freyssinet bei der Kraft $F = 6$ kN festzulegen.

Für die beiden Probekörper 1 und 3 kann der Parameter $\alpha \approx 0,46$ gesetzt werden.

Der Parameter C_f für das TFC[®]-Gewebe ist in diesem Fall für die beiden Probekörper nach den Gleichungen (4.50) und (4.51) zu bestimmen.

Probekörper Nr. 1:

$$C_f = \frac{\tau_{f1}}{S_{f1}^\alpha} = \frac{4,75 \text{ MPa}}{(0,050)^{0,46}} = 19 \quad (4.50)$$

Probekörper Nr. 2:

$$C_f = \frac{\tau_{f1}}{S_{f1}^\alpha} = \frac{4,54 \text{ MPa}}{(0,051)^{0,46}} = 17,85 \quad (4.51)$$

gewählt: $C_f = 19$

Verbundgesetz für das TFC®-Gewebe:

Mit Kenntnis von α_f und C_f lässt sich das Verbundgesetz des nichtlinearen Ansatzes für das TFC®-Gewebe nach Gl. (2.52) ausdrücken.

$$\tau_f(x) = 19 \cdot S_f^{0,46}(x) \quad (4.52)$$

Hierbei sind $\tau_f(x)$ die Verbundspannung in MPa und $S_f(x)$ der Schlupf in mm.

Das hier hergeleitete Verbundgesetz gilt für die Betonfestigkeitsklassen C20/25 und C25/30. Normalerweise besteht laut bisherigen Erkenntnissen für andere Klebearmierungsmaterialien eine Abhängigkeit zwischen der Verbundspannung und der Betonfestigkeitsklasse. Diese Aussage sollte anhand von Versuchen für TFC®-Gewebe geprüft werden. Dadurch würde es möglich werden, ein allgemeingültiges Verbundgesetz für TFC®-Gewebe für alle Betonfestigkeitsklassen herzuleiten.

4.4.4 Bilinearer Ansatz

Wie schon im Abschnitt 4.3.4 erwähnt, kann der bilineare Ansatz wie im Bild 4.17 dargestellt werden. Durch dieser Ansatz kann das Verbundverhalten aufgeklebter Bewehrung hervorragend beschrieben werden.

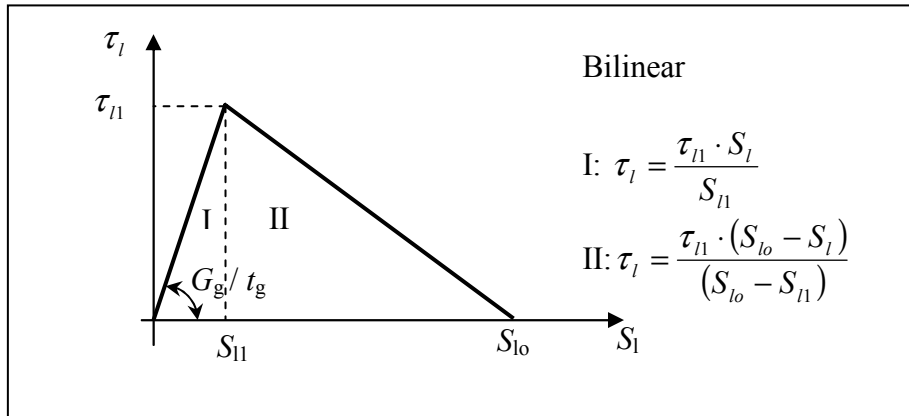


Bild 4.17: Verbundspannungsverlauf [66]

Fig. 4.17: Bond stress-displacement relationship [66]

Fig. 4.17: Courbe contraintes-déplacement d'un système d'adhérence [66]

Um die Verbundparameter τ_{f1} , S_{f1} , S_{f0} zu bestimmen, muss zuerst die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes gelöst werden. Anschließend werden die drei Parameter durch eine Anpassung an die experimentellen Ergebnisse ermittelt.

Niedermeier hat in [65, 108] die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes für den bilinearen Verbundansatz bereichsweise gelöst. Er hat folgende allgemeine Lösungen der Relativverschiebung (Schlupf) gefunden:

- Für den Bereich 1 (elastischen Verbundbereich):

$$S_{f1}(x) = A_1 \cdot \sinh(\omega \cdot x) + B_1 \cdot \cosh(\omega \cdot x) \quad (4.53)$$

- Für den Bereich 2 (plastisch entfestigter Bereich):

$$S_{f2}(x) = A_2 \cdot \sin(\omega \cdot \lambda \cdot x) + B_2 \cdot \cos(\omega \cdot \lambda \cdot x) + S_{f0} \quad (4.54)$$

Niedermeier hat für den Zustand der Überschreitung der maximalen Verbundspannung (siehe Bild 2.18) mit Hilfe der Randbedingungen und Übergangsbedingungen am Doppellaschenkörper [108] spezielle Lösungen der DGL entwickelt.

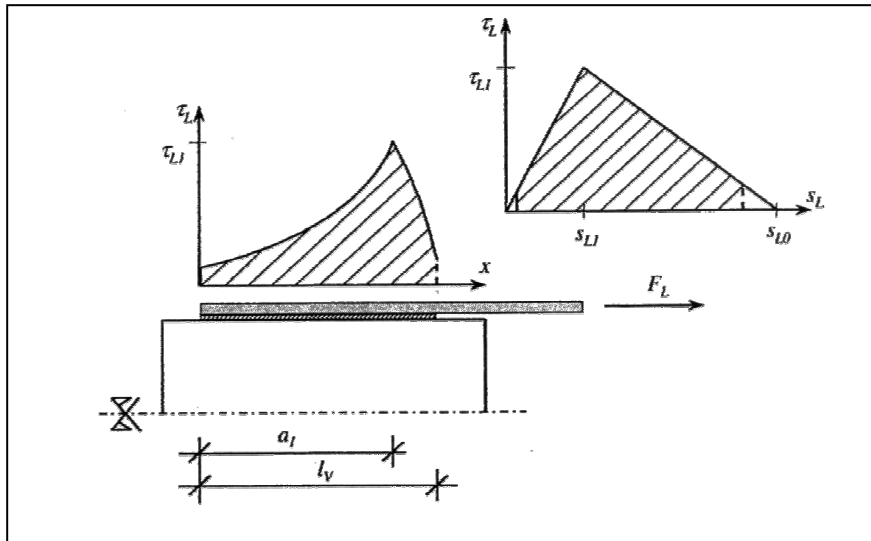


Bild 4.18: Randbedingungen am Doppeltaschenkörper nach Überschreitung der maximalen Verbundspannung [108]

Fig. 4.18: Boundary condition at double plate specimen after exceeding the maximum bond stress [108]

Fig. 4.18: Conditions aux limites d'une éprouvette a double plaques collés après dépassement de la valeur maximale de la contrainte d'adhésion [108]

Die spezielle Lösungen für die Relativverschiebungen nach [108] sind:

Für den Bereich 1:

$$S_{f1}(x) = \frac{S_{f1}}{\cosh(\omega \cdot a_1)} \cdot \cosh(\omega \cdot x) \quad (4.55)$$

Für den Bereich 2:

$$S_{f2}(x) = \frac{(S_{f0} - S_{f1}) \cdot \sin((x - l_e) \cdot \omega \cdot \lambda) + (S_{f0} - S_f) \cdot \sin((a_1 - x) \cdot \omega \cdot \lambda)}{\sin((l_e - a_1) \cdot \omega \cdot \lambda)} + S_{f0} \quad (4.56)$$

Hierbei sind:

l_e : Einleitungslänge (Verbundlänge);

ω : Größe zur Beschreibung des elastischen Verbundverhaltens der Klebebewehrung

$$\omega^2 = \frac{G_g \cdot (1 + \alpha_f \cdot \rho_f)}{t_g \cdot E_f \cdot t_f} = \frac{G_g}{t_g \cdot E_f \cdot t_f} \quad (4.57)$$

G_g Schubmodul der Kleber;

t_g Dicke der Kleber;

λ : Verhältniswert der elastisch und plastisch aufnehmbaren Verbundenergie

$$\lambda^2 = \frac{S_{f1}}{S_{f0} - S_{f1}} \quad (4.58)$$

S_l : Relativverschiebung am lastseitigen Beginn des Verbundes;

a_1 : Länge des elastischen Verbundbereiches.

In der Lösung ist noch die unbekannte Länge des elastischen Verbundbereiches a_1 enthalten. Die Länge a_1 kann iterativ bestimmt werden [108]:

$$\tanh(\omega \cdot a_1) = \frac{\lambda}{S_{f1}} \cdot \left[(S_{f0} - S_{f1}) \cdot \cot(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1)) - \frac{S_{f0} - S_f}{\sin(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1))} \right] \quad (4.59)$$

Mit bekanntem a_1 kann nun die Kraft F_l im Punkt $x = l_e$ bestimmt werden:

$$F_f = E_f \cdot t_f \cdot b_f \cdot \omega \cdot \lambda \cdot \left[\frac{(S_{f0} - S_{f1}) - (S_{f0} - S_f) \cdot \cos(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1))}{\sin(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1))} \right] \quad (4.60)$$

$$\text{für } S_f = S_{f0} \Rightarrow F_f = E_f \cdot t_f \cdot b_f \cdot \omega \cdot \lambda \cdot \frac{S_{f0} - S_{f1}}{\sin(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1))}$$

Für große Verbundlängen und somit große Bereiche elastischen Verbundverhaltens gilt:

$$\tanh(\omega \cdot a_1) \approx 1 \quad (4.61)$$

$$\text{Damit ist: } \lambda = \cot(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1)) \quad (4.62)$$

Die Bestimmungsgleichung für die maximal erreichbare Verbundbruchkraft $F_{l,\max}$ lässt sich wie folgt umformen:

$$F_{f,\max} = b_f \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f \cdot \tau_{f1} \cdot S_{f0}} \quad (4.63)$$

Nach Holzenkämpfer [37] kann die Länge des elastischen Verbundbereiches a_1 mit der folgenden Bestimmungsgleichung ermittelt werden:

$$\tanh(\omega \cdot a_1) = \lambda \cdot \tan(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1)) \quad (4.64)$$

Ablauf der eigenen Berechnung für die Bestimmung der Verbundparameter τ_{f1} , S_{f1} , S_{f0} gemäß dem bilinearen Ansatz

Im Abschnitt 4.4.2 wurden bereits die Versuchsergebnisse der Firma Freyssinet International vorgestellt. Diese Ergebnisse geben den Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge für verschiedene Laststufen an.

Nachfolgend werden die Verbundparameter des oben beschriebenen bilinearen Verbundgesetzes mit den zuvor dargestellten Grundlagen ermittelt. Zuerst werden mit Hilfe der Ergebnisse bei der Bruchlaststufe die Parameter τ_{f1} , S_{f1} , S_{f0} bestimmt. Danach werden die Ergebnisse (Dehnungsverläufe über Einleitungslänge) bei den anderen Laststufen mit Hilfe der gefundenen Werte τ_{f1} , S_{f1} , S_{f0} überprüft, um die Gültigkeit dieser Werte für den gesamten Versuch nachzuweisen.

Zur Bestimmung der Parameter τ_{f1} , S_{f1} , S_{f0} wurden im Rahmen dieser Arbeit Hilfsprogramme entwickelt (siehe Anhang C), die auf den oben für das bilineare Modell aufgeführten Lösungsgleichungen basieren. Es wird wie folgt verfahren:

1. Wenn die Materialeigenschaften der Harzkleber (z.B. E -Modul, mittlere Bruchverbundsspannung) bekannt sind, kann der Schubmodul G_g der Kleber bzw. die zur der Bruchlast gehörige Einleitungslänge $l_{e\max}$ bestimmt werden.
2. Dann wird für verschiedene Werte des Parameters λ , die eine Lösung der folgenden Gleichungen ermöglichen, der elastische Bereich a_1 bestimmt:

$$a_1 = \frac{1}{\omega} \cdot \arctan \left[\frac{1}{\lambda} \cdot \frac{1}{\tan(\omega \cdot \lambda (l_e - a_1))} \right] \quad (4.65)$$

Die gefundenen Werte von a_1 und ihre zugehörigen Werte von λ bilden Startwerte für die nachfolgenden Schritte.

3. Mit den Werten (λ, a_1) können die Parameter τ_{f1} , S_{f1} , S_{f0} wie folgt ermittelt werden:

$$S_{f0} = \frac{1 + \lambda^2}{\lambda \cdot \omega} \cdot \frac{F_{f \max}}{E_f \cdot t_f \cdot b_f} \cdot \sin(\omega \cdot \lambda (l_{e \max} - a_1)) \quad (4.66)$$

$$S_{f1} = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda^2} \cdot S_{f0} \quad (4.67)$$

$$\tau_{f1} = \frac{G_g}{t_g} \cdot S_{f1} \quad (4.68)$$

Hierbei sind:

- $F_{f \max}$ die Bruchlast;
- $l_{e \max}$ die dazugehörige Einleitungslänge;
- t_g die Dicke des Klebers.

4. Im nächsten Schritt können die mittlere Verbundspannung und der Dehnungsverlauf $\varepsilon_{fi}(x)$ über die Einleitungslänge berechnet werden:

$$\tau_{fm} = \frac{1}{l_{e \max}} \cdot \left[\frac{\tau_{f1}}{\omega} \cdot \tanh(\omega \cdot a_1) + \frac{\tau_{f1}}{\lambda \cdot \omega} \cdot \left[\frac{1}{\sin(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1))} - \frac{1}{\tan(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1))} \right] \right] \quad (4.69)$$

- Für $S_f > S_{f, \text{grenz}}$ (plastisch entfestigter Verbundbereich) gilt:

$$\varepsilon_{fi}(x_i) = \omega \cdot \lambda \cdot \frac{(S_{f0} - S_{f1}) \cdot \cos(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - x_i))}{\sin(\omega \cdot \lambda \cdot (l_e - a_1))} \quad (4.70)$$

- Für $S_{fi} \leq S_{f, \text{grenz}}$ (elastischer Verbundbereich) gilt:

$$\varepsilon_{fi}(x_i) = \frac{\omega \cdot S_{f1}}{\cosh(\omega \cdot a_1)} \cdot \sinh(\omega \cdot x_i) \quad (4.71)$$

5. Die unter Schritt 4 ermittelten Werte von τ_{fm} , $\varepsilon_{fi}(x_i)$ werden mit den Werten $\tau_{fm} = \frac{F_{f\max}}{l_{e\max i} \cdot b_f}$ bzw. $\varepsilon_{fi}(x_i)$ aus den Versuchen verglichen.
6. Wiederholen der Schritte 3 bis 5, bis die Werte (λ, a_1) gefunden werden, die eine Übereinstimmung zwischen den im Schritt 5 verglichenen Werte erzielen.
7. Mit Hilfe der im Schritt 6 gefundenen Werte von (λ, a_1) werden dann die entsprechenden Verbundparameter S_{fo} , S_{f1} , τ_{f1} festgelegt. Diese Parameter werden bereits im Schritt 3 ermittelt.

Bestimmung des Schubmoduls G_g des Klebers:

Der Schubmodul eines Werkstoffes kann aus seinem E -Modul abgeleitet werden. Es gilt die Beziehung:

$$G_g = \frac{E_g}{2 \cdot (1 + \nu_g)} \quad (4.72)$$

Hierbei sind:

- E_g : der E -Modul des Klebers ($E_g \approx 2.300$ MPa, siehe Tab. 2.2);
 ν_g : die Querdehnzahl des Klebers (als Vereinfachung kann $\nu_g = \nu_c = 0,25$ [ν_c Querdehnzahl des Betons] gesetzt werden).

Somit bekommt man:

$$G_g = \frac{2.300}{2 \cdot (1 + 0,25)} = 920 \text{ MPa}$$

Holzenkämpfer hat in [37] angegeben, dass der Schubmodul des dort benutzten Klebstoffes A, der entsprechend den Prüfverfahren in DIN 54451 bestimmt wurde, nur noch ca. 30 % des theoretisch aus dem E -Modul ermittelten G_g beträgt. Wenn man diesen Sachverhalt auch für den Kleber für TFC®-Gewebe als gültig annimmt, so erhält man folgenden Rechenwert des Schubmoduls

$$G_g = 0,30 \cdot 920 \text{ MPa} = 276 \text{ MPa}$$

Der Parameter ω der DGL des verschieblichen Verbundes kann dann nach Gl (4.73) ermittelt werden:

$$\omega^2 = \frac{G_g \cdot (1 + \alpha_l \cdot \rho_l)}{t_g \cdot E_f \cdot t_f} \approx \frac{G_g}{t_g \cdot E_f \cdot t_f} \quad (4.73)$$

Hierbei ist $\omega = 0,07818$.

Aus den Versuchen wurde eine maximale optimale Einleitungslänge $l_{e,\max} = 100$ mm abgeleitet. Dies entspricht bei einer Verbundbruchkraft $F = 11$ kN einer maximalen mittleren Verbundspannung von $\tau_{l,\max} = 2,2$ MPa. Dieser Wert liegt in der Größenordnung der zulässigen Verbundspannung des Klebers (2,0 bis 2,5 MPa).

Mit einer Verbundbruchkraft $F_{f,\max} = 11$ kN wurden mit Hilfe des entwickelten Programms folgende Verbundparameter ermittelt:

- $S_{fo} = 0,22$ mm
- $S_{f1} = 0,017$ mm
- $\tau_{fm} = 4,8$ MPa

Die Ermittlung des Verbundspannungs-Verschiebungszustandes des bilinearen Ansatzes kann mit Hilfe dieser oben genannten Parameter erfolgen.

Durch Einsetzen dieser für TFC®-Gewebe ermittelten Parameter werden die Dehnungsverläufe bei den niedrigen Laststufen überprüft. Die Ergebnisse sind im Anhang C, Bild C11 - C15 dargestellt. Als repräsentativ für diese Ergebnisse gelten Bild 4.19 und Bild 4.20.

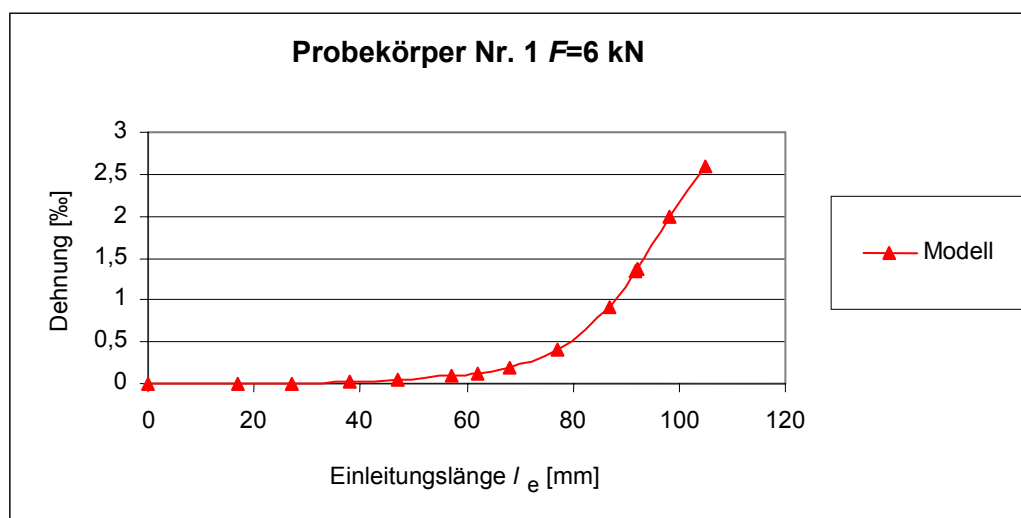


Bild 4.19: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 6$ kN

Fig. 4.19: Distribution of elongation over anchorage length for load $F = 6$ kN

Fig. 4.19: Courbe des allongements en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 6$ kN

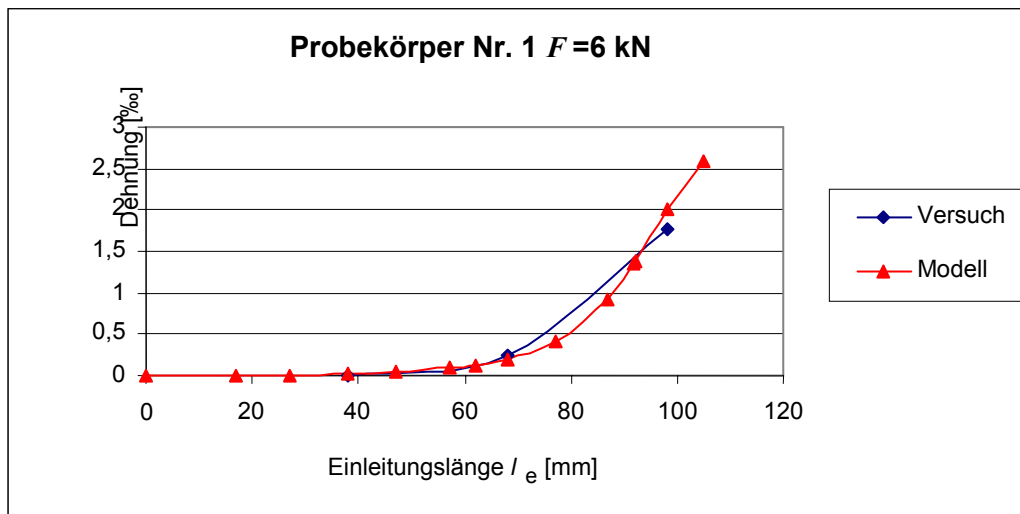


Bild 4.20: Vergleich bilineares Modell und Versuch

Fig. 4.20: Comparison between bilinear model and test

Fig. 4.20: Comparaison entre le modèle bilinéaire et les essais

4.4.5 Beurteilung der erarbeiteten Verbundgesetze

Eine Aussage über die Gültigkeit des angenommenen Verbundgesetzes liefert der Vergleich der Rechenergebnisse mit den Ergebnissen der im Abschnitt 4.4.2 beschriebenen Versuche an Doppelgewebekörpern.

Um die erarbeiteten Verbundgesetze beurteilen zu können, werden die mit Hilfe der Verbundgesetze ermittelten Dehnungsverläufe denen aus den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Die Gegenüberstellung ist im Anhang C, Bilder C21 - C40, dargestellt. Als repräsentativ für die Gegenüberstellung gelten die Bilder 4.21 - 4.23.

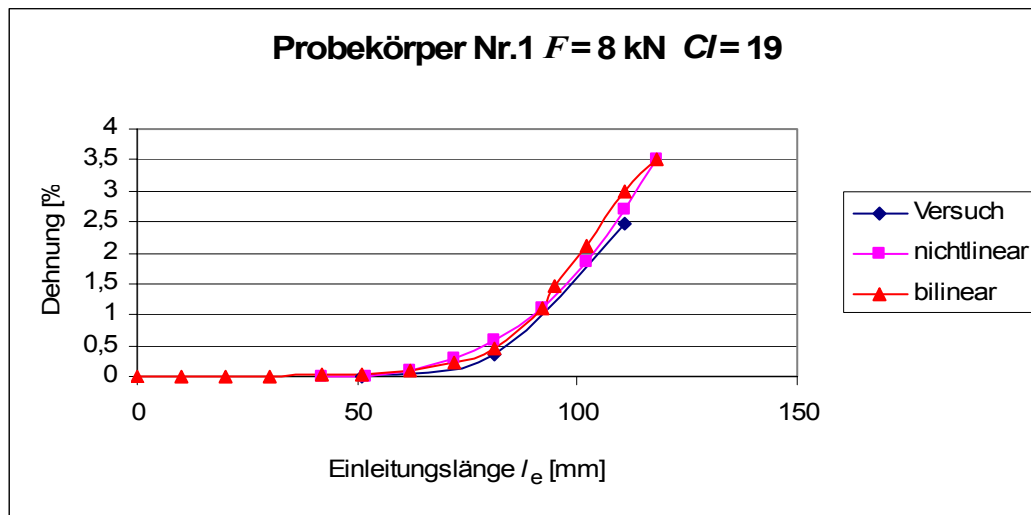


Bild 4.21: Vergleich der aus den erarbeiteten Verbundgesetzen ermittelten Dehnungsverläufe mit denen aus dem Versuch, Laststufe $F = 8 \text{ kN}$

Fig. 4.21 : Comparison between the elongation curves of developed laws and test for load $F = 8 \text{ kN}$

Fig. 4.21 : Courbe comparative entre les résultats obtenus par les modèles étudiés et ceux des essais pour $F = 8 \text{ kN}$

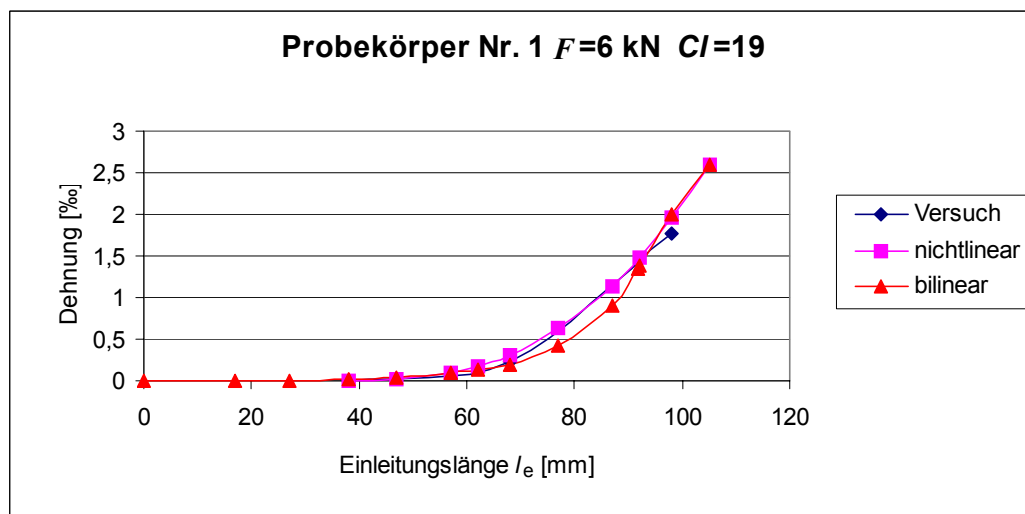


Bild 4.22 : Vergleich der aus den erarbeiteten Verbundgesetzen ermittelten Dehnungsverläufe mit denen aus dem Versuch, Laststufe $F = 6 \text{ kN}$

Fig. 4.22 : Comparison between the elongation curves of developed laws and test for load $F = 6 \text{ kN}$

Fig. 4.22 : Courbe comparative entre les résultats obtenus par les modèles étudiés et ceux des essais pour $F = 6 \text{ kN}$

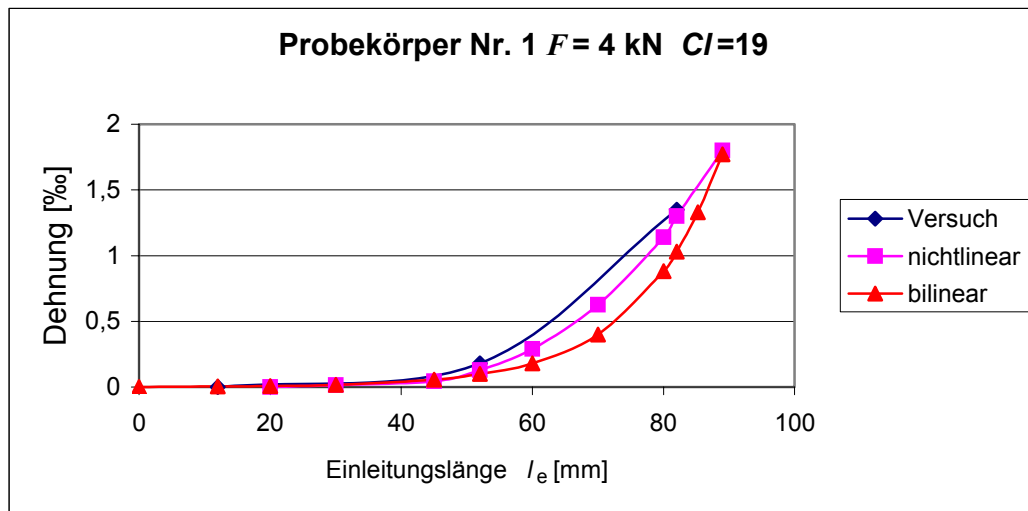


Bild 4.23 : Vergleich der aus den erarbeiteten Verbundgesetzen ermittelten Dehnungsverläufe mit denen aus dem Versuch, Laststufe $F = 4 \text{ kN}$

Fig. 4.23 : Comparison between the elongation curves of developed laws and test for load $F = 4 \text{ kN}$

Fig. 4.23 : Courbe comparative entre les résultats obtenus par les modèles étudiés et ceux des essais pour $F = 4 \text{ kN}$

Aus der Auswertung der obigen Bilder ergeben sich folgende Erkenntnisse:

- Es gibt eine gute Übereinstimmung zwischen den beiden Modellen und dem Versuch, was die Werte der Dehnungen angeht. Aber anzumerken ist, dass die erarbeiteten Verbundgesetze bei niedrigen Laststufen eine geringfügige Überschätzung der Verbundtragfähigkeit zur Folge haben. Bei mittleren bzw. höheren Laststufen ergeben die Modelle eine gute Abschätzung der Verbundtragfähigkeit.
- Die Tendenz, dass die erforderliche Einleitungslänge mit der größer werdenden Kraft zunimmt, entspricht den Ergebnissen der erarbeiteten Modelle. Die aus dem nichtlinearen Modell ermittelten Einleitungslängen entsprechen etwa denen des Versuches. Dagegen sind die des bilinearen Modells etwa größer. Dieser Sachverhalt kann wie folgt erklärt werden:

Im nichtlinearen Modell wird die Zunahme der Belastung durch die Zunahme der maximalen Verbundspannung τ_{f1} und der Einleitungslänge ausgeglichen. Im Gegensatz zum nichtlinearen Modell wird im bilinearen Modell die maximale Verbundspannung τ_{f1} unabhängig von der Laststufe konstant angenommen. Dies bedeutet, dass dort eine Zunahme der Belastung nur durch die Vergrößerung der Einleitungslänge kompensiert werden kann.

- Als Schlussfolgerung ergibt sich, dass die beiden erarbeiteten Verbundgesetze mit den jeweils ermittelten Verbundparametern gut geeignet sind, um das Verbundverhalten der TFC[®]-Gewebe zu beschreiben. In dieser Hinsicht liefert das nichtlineare Modell bessere Ergebnisse bezüglich der Einleitungslänge, die den vorliegenden Versuchsergebnissen der Firma Freyssinet International am meisten entsprechen.
- Es sollten weitere Verbundversuche durchgeführt werden, um die Gültigkeit der ermittelten Verbundgesetze zu untermauern. Darüber hinaus sollten sowohl der Einfluss der Betonfestigkeitsklasse auf die Verbundparameter als auch der Einfluss der Lagenanzahl n_f des Gewebes auf die Verbundparameter untersucht werden.

5 Verankerung von TFC®-Gewebe

5.1 Allgemeines

Nachdem im Kapitel 4 die Verbundparameter bzw. das Verbundgesetz für TFC®-Gewebe, basierend auf den bekannten Verbundmodellen, formuliert und bestimmt worden sind, wird in diesem Kapitel ein Nachweiskonzept des Klebeverbundes für TFC®-Zuggewebe und für TFC®-Gewebe als äußere Schubbewehrung vorgestellt.

In den bisherigen Regelungen wird üblicherweise für die äußere Zugbewehrung ein Endverankerungsnachweis als Nachweiskonzept verwendet. Nach den neuesten Erkenntnissen hat Niedermeier [109] ein verbundorientiertes Konzept zum Nachweis der Zugkraftdeckung am gesamten Bauteil vorgeschlagen. Dieses Nachweiskonzept ist für die äußere Klebarmierung am geeignetsten, da dadurch die energetische Begrenzung erfasst wird. Leider ist die Darlegung dieses Konzepts in den Richtlinien für Verstärkungen recht umfangreich und kompliziert. Aus diesem Grund beschränkt sich die vorliegende Arbeit auf den Endverankerungsbereich.

Zuerst werden in diesem Kapitel die Empfehlungen der Firma Freyssinet International für die Klebeverbundverankerung für TFC®-Zuggewebe bzw. für TFC®-Gewebe als äußere Schubbewehrung angegeben. Danach werden eigene Nachweisgleichungen auf der Grundlage der festgelegten nichtlinearen bzw. bilinearen Verbundgesetze formuliert.

Normalerweise sollte, wenn ausreichende Versuchsergebnisse vorhanden sind, ein mittleres Verbundgesetz bzw. ein charakteristisches Verbundverhalten ermittelt werden. Wenn das mittlere Verbundverhalten nach Rechenmodell bekannt ist, so kann der charakteristische Wert für die Beanspruchbarkeit nach [65] geschätzt werden. Mit Hilfe des charakteristischen Wertes der Beanspruchbarkeit wird die Bemessung durchgeführt. Bis ausreichend Versuche durchgeführt worden sind, können für die Bemessung die im Kapitel 4 abgeleiteten Verbundgesetze zugrunde gelegt werden.

5.2 Endverankerung von TFC®-Gewebe bei Biegeverstärkung - Eigene Überlegungen

5.2.1 Empfehlungen der Firma Freyssinet

Anhand der bisherigen Versuchsergebnisse hat die Firma Freyssinet einfache Regelungen abgeleitet. Diese Empfehlungen sind [33]:

- Für die Betonfestigkeitsklassen C20/25 und C25/30 beträgt die optimale Klebeverbundverankerungslänge 150 mm.
- Für die Betonfestigkeitsklasse C30/35 wurde eine optimale Verankerungslänge von 100 mm ermittelt.
- Die mittlere Verbundspannung beträgt 1,50 MPa.

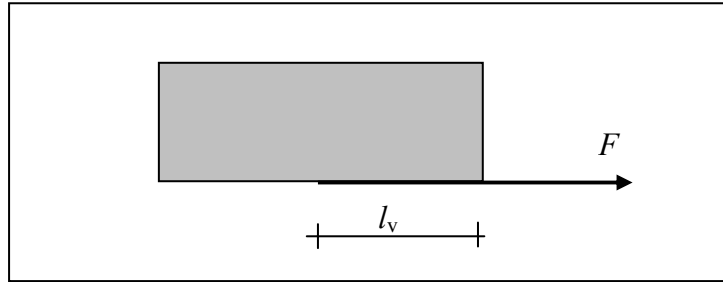


Bild 5.1: Verbund zwischen Beton und TFC®-Gewebe [33]

Fig. 5.1: Bond between concrete and TFC® sheets [33]

Fig. 5.1: Adh sion entre le Béton et les tissus TFC® [33]

5.2.2 Nachweisgleichungen auf der Grundlage des nichtlinearen Verbundgesetzes

Mit Hilfe des nichtlinearen Verbundgesetzes ($\tau_f(x) = C_f \cdot S_f^\alpha(x)$) wird zur Bestimmung der Einleitungslänge l_e (= erforderliche Verankerungslänge) folgende Gleichung (5.1) hergeleitet:

Die mittlere Verbundspannung gemäss Kapitel 4 nach Gl. (4.27) bzw. Gl. (4.31) ist

$$\tau_{fm} = C_f \cdot S_{f1}^\alpha \cdot \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \quad \Rightarrow \quad C_f \cdot S_{f1}^\alpha \cdot \frac{1-\alpha}{1+\alpha} = \frac{T}{b_f \cdot l_e}$$

und
$$\tau_{fm} = \frac{T}{b_f \cdot l_e}$$

und der Gl. (4.45)
$$S_{f1} = l_e \cdot \frac{\sigma_f}{E_f} \cdot \alpha_f$$

Mit
$$\sigma_f = \frac{T}{b_f \cdot t_f \cdot n_f}$$

Beim Einsetzen:
$$C_f \cdot l_e \cdot \left(\frac{T}{b_f \cdot t_f \cdot n_f \cdot E_f} \right)^\alpha \cdot \alpha_f^\alpha \cdot \frac{1-\alpha}{1+\beta} = \frac{T}{b_f \cdot l_e}$$

$$l_e^{\alpha+1} \cdot C_f \cdot \left(\frac{\alpha_f}{t_f \cdot n_f \cdot E_f} \right)^\alpha \cdot \frac{1-\alpha}{1+\alpha} = \left(\frac{T}{b_f} \right)^{1-\alpha}$$

$$l_e^{\alpha+1} = \frac{1}{C_f} \cdot \left(\frac{E_f \cdot t_f \cdot n_f}{\alpha_f} \right)^\alpha \cdot \frac{1+\alpha}{1-\alpha} \cdot \left(\frac{T}{b_f} \right)^{1-\alpha}$$

mit dieser Herleitung ergibt sich die erforderliche Verankerungslänge

$$l_e = \left[\frac{1}{C_f} \cdot \left(\frac{n_f \cdot t_f \cdot E_f}{\alpha_f} \right)^\alpha \cdot \frac{1+\alpha}{1-\alpha} \cdot \left(\frac{T}{b_f} \right)^{1-\alpha} \right]^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (5.1)$$

Hierbei sind:

n_f	die Lagenanzahl des TFC®-Gewebes;	
T	die aufzunehmende Verbundkraft in	[N];
b_f	die Breite des TFC®-Gewebes in	[mm];
E_f	Elastizitätsmodul des TFC®-Gewebes in	[MPa];
t_f	die Dicke des TFC®-Gewebes in	[mm];

Nach Umformung der obigen Gleichung (5.1) erhält man im Falle des TFC®-Gewebes mit den Werkstoffparametern $E_f = 105.000$ MPa, $t_f = 0,43$ mm und den Verbundparametern $\alpha = 0,46$ und $\alpha_f = 0,27$ folgende Gleichung:

$$l_e = 87,40 \cdot \frac{n_f^{0,32}}{C_f^{0,68}} \cdot \left(\frac{T}{b_f} \right)^{0,37} \quad (5.2)$$

Hierbei sind:

l_e	Einleitungslänge;
n_f	Anzahl der Gewebelagen;
C_f	Parameter von Verbundansatz;
T	Verbundkraft;
b_f	Breite des Gewebes.

In den Versuchen von Freyssinet wurde eine maximale Verbundbruchkraft von $T_{\max} = 16,93$ kN erreicht. Mit diesem Wert ergibt sich nach unserem Rechenmodell eine Einleitungslänge von $l_{e,\max} = 100$ mm.

Die so ermittelte Einleitungslänge $l_{e,\max}$ entspricht auch der von Freyssinet im Versuch beobachteten optimalen Klebeverankerungslänge. Weiterhin kann die abgeminderte Bruchkraft (aus Sicherheitsgründen) nicht für die Bemessung zugelassen werden. Man muss einen Sicherheitsfaktor definieren, womit der Rechenwert für die maximale Verbundkraft (Verbundbruchkraft) ermittelt werden kann.

Zu diesem Zweck hat man in Frankreich aus der Auswertung eigener Versuche eine mittlere Verbundspannung von 1,5 MPa für die Bemessung empfohlen. Auf der Grundlage der in Kapitel 4 formulierten eigenen Verbundparameter und aus den Versuchen von Freyssinet werden hier für die Bemessung eine maximale Verbundbruchkraft (Verbundtragfähigkeit) von

$$T_{\max} = 1,5 \cdot 740,6 \cdot \frac{n_f^{0,32}}{C_f^{0,68}} \cdot b_f = 1111 \cdot b_f \cdot \frac{n_f^{0,32}}{C_f^{0,68}} \quad (5.3)$$

und eine dazugehörige Verankerungslänge von

$$l_{t,\max} = 740,6 \cdot \frac{n_f^{0,32}}{C_f^{0,68}} \quad (5.4)$$

vorgeschlagen.

Mit dem im Abschnitt 4.4.3 berechneten Wert $C_f = 19$ ergibt sich:

$$T_{\max} = 150 \cdot b_f \cdot n_f^{0,32} \quad (5.5)$$

$$l_{t,\max} = 100 \cdot n_f^{0,32} \quad (5.6)$$

Wie die Gleichung (5.2) zeigt, reicht für eine geringere Verbundbruchkraft $T < T_{\max}$ eine kleinere Verankerungslänge l_t aus:

$$l_t = l_{t,\max} \cdot \left[\frac{T}{T_{\max}} \right]^{0,37} \quad (5.7)$$

Die zu einer Verankerungslänge $l_t \leq l_{t,\max}$ gehörige Verbundbruchkraft beträgt:

$$T = T_{\max} \cdot \left[\frac{l_t}{l_{t,\max}} \right]^{2,7} \quad (5.8)$$

Wenn die vorhandene Verankerungslänge $l_v \geq l_{t,\max}$ ist, dann beträgt die Verbundbruchkraft immer $T = T_{\max}$.

5.2.3 Nachweisgleichung auf der Grundlage des bilinearen Verbundgesetzes

In diesem Abschnitt soll ähnlich wie im vorigen Abschnitt ein Zusammenhang zwischen aufnehmbarer Verbundbruchkraft und vorhandener Verankerungslänge abgeleitet werden. Im Kapitel 4, Abschnitt 4.3.4, wurden die Lösungen der DGL des verschieblichen Verbundes vorgestellt. Aus den dort angegebenen Lösungsgleichungen wird ersichtlich, dass die explizite Angabe einer der maximalen Verbundbruchkraft zugeordneten Verankerungslänge allerdings schwierig ist, da die Länge des elastisch beanspruchten Verbundbereiches a_1 nur iterativ bestimmt werden kann.

Deshalb wird von Holzenkämpfer [37] ein Rechenmodell vorgeschlagen, das näherungsweise einen linearen Verbundansatz nach Bild 5.2 verwendet. Für ein konkretes Zahlenbeispiel stellt er fest, dass sein Rechenmodell nur um maximal 6 % von der im Kapitel 4 abgeleiteten theoretischen Lösung für das bilineare Verbundgesetz abweicht. Deswegen ist das Näherungsverfahren für Bemessungsaufgaben der Praxis genau genug, d.h. zulässig.

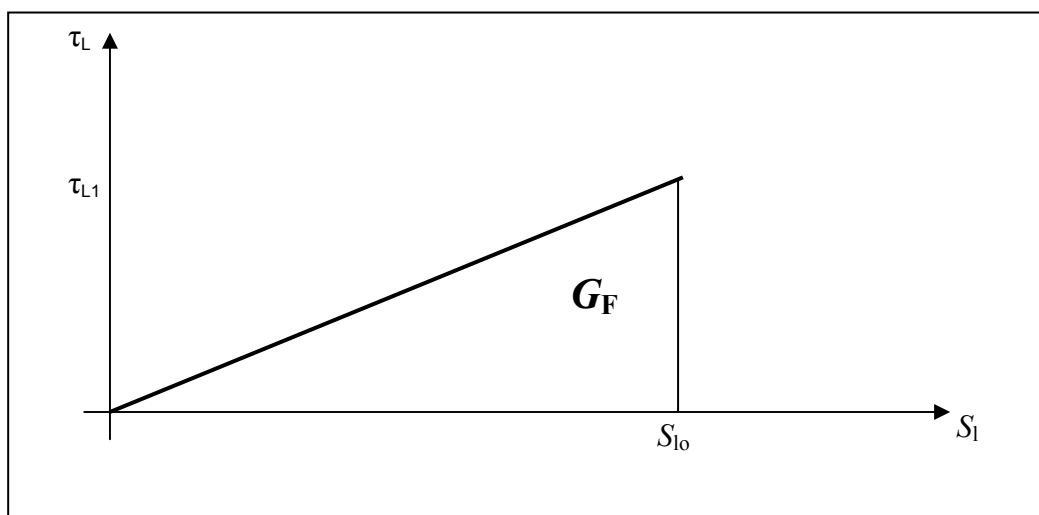


Bild 5.2: Linearer Verbundansatz für das Rechenmodell zur Bestimmung der Verbundbruchkraft von Holzenkämpfer [37]

Fig. 5.2: Linear approach for calculating bond fracture load according to Holzenkämpfer [37]

Fig. 5.2: Détermination de la force de adhésion a rupture par le modèle lineaire d'après Holzenkämpfer [37]

Die Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes unter Verwendung eines linearen Verbundansatzes, führt zu folgender Gleichung, wie in [37] hergeleitet wurde:

$$T = b_f \cdot \sqrt{2 \cdot G_F \cdot E_f \cdot t_f} \cdot \tanh \sqrt{\frac{\tau_{f1}^2 \cdot l_e^2}{2 \cdot G_F \cdot E_f \cdot t_f}} \quad (5.9)$$

Hierbei sind:

$$\begin{aligned} T & \text{ die Verbundbruchkraft;} \\ l_e & \text{ die Einleitungslänge (Verbundlänge);} \\ G_F & \text{ die aufnehmbare Bruchenergie } G_F = \frac{\tau_{f1} \cdot S_{fo}}{2} \end{aligned}$$

Die maximale Verbundbruchenergie, T_{\max} , wird für diesen Verbundansatz nur erreicht, wenn l_e unendlich groß wird. Dann gilt:

$$\tanh \cdot \sqrt{\frac{\tau_{f1}^2 \cdot l_e^2}{2 \cdot G_F \cdot E_f \cdot t_f}} = 1 \quad (5.10)$$

$$T_{\max} = b_f \cdot \sqrt{2 \cdot G_F \cdot E_f \cdot t_f} \quad (5.11)$$

Für endliche Verbundlängen ist der hyperbolische Term stets kleiner als 1. Weiterhin hat Holzenkämpfer [37] gezeigt, dass etwa bei 97 % der maximalen Verbundtragfähigkeit eine Vergrößerung der Verbundlänge keine nennenswerte Erhöhung des Verbundwiderstandes zur Folge hat. Somit gilt:

$$\tanh \sqrt{\frac{\tau_{f1}^2 \cdot l_{e\max}^2}{2 \cdot G_F \cdot E_f \cdot t_f}} = 0,97 \quad (5.12)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\frac{\tau_{f1}^2 \cdot l_e^2}{2 \cdot G_F \cdot E_f \cdot t_f}} \cong 2,10 \quad (5.13)$$

$$l_e = 2,10 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_F \cdot E_f \cdot t_f}{\tau_{f1}^2}} \quad (5.14)$$

$$l_e = 2,10 \cdot \sqrt{\frac{S_{fo} \cdot E_f \cdot t_f}{\tau_{f1}}} \quad (5.15)$$

Mit Gleichung (5.15) und der in Abschnitt 4.4.4 ermittelten Relativverschiebung $S_{f0} = 0,22 \text{ mm}$ und der maximalen Verbundspannung $\tau_{f1} = 4,80 \text{ MPa}$ kann nun die zu der maximalen Verbundbruchkraft gehörige maximale Verankerungslänge für eine beliebige Lagenanzahl des TFC®-Gewebes wie folgt bestimmt werden:

$$l_{t,\max} = 2,10 \cdot \sqrt{\frac{0,22 \cdot 105.000 \cdot n_f \cdot t_f}{4,80}}$$

$$l_{t,\max} = 96 \cdot \sqrt{n_f} \cong 100 \cdot n_f^{0,5} \quad (5.16)$$

Auf der Basis ihrer eigenen Versuche hat die Firma Freyssinet eine maximale mittlere Verbundspannung von $1,50 \text{ MPa}$ empfohlen. Dies bedeutet, dass für die Bemessung eine Verbundbruchkraft (Verbundtragfähigkeit) von $T_{\max} = 1,50 \cdot l_{t,\max} \cdot b_f$ angesetzt werden muss.

$$T_{\max} = 150 \cdot n_f^{0,5} \cdot b_f \quad (5.17)$$

Holzenkämpfer ersetzt in seinem Entwurfsmodell die Näherungslösung des Rechenmodells durch eine weitere Approximation. Für Verbundlängen $0 \leq l_t \leq l_{t,\max}$ kann die aufnehmbare Verbundbruchkraft aus einer Parabelgleichung ermittelt werden [24, 27, 28]:

$$T = T_{\max} \cdot \frac{l_t}{l_{t,\max}} \cdot \left(2 - \frac{l_t}{l_{t,\max}} \right) \quad (5.18)$$

Die dazugehörige Verankerungslänge $l_t \leq l_{t,\max}$ ist dann:

$$l_t = l_{t,\max} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{T}{T_{\max}}} \right] \quad (5.19)$$

5.3 TFC® - Gewebe als äußere Schubbewehrung

5.3.1 Nachweiskonzept gemäß den französischen Richtlinien [119]

Zur Erarbeitung des Konzeptes hat die Firma Freyssinet International folgende Annahme getroffen: Ein fiktiver Schubriss (vgl. Gerade AC im Bild 5.2), der unter 45° geneigt ist, wird über eine Länge gleich dem inneren Hebelarm z eingeführt.

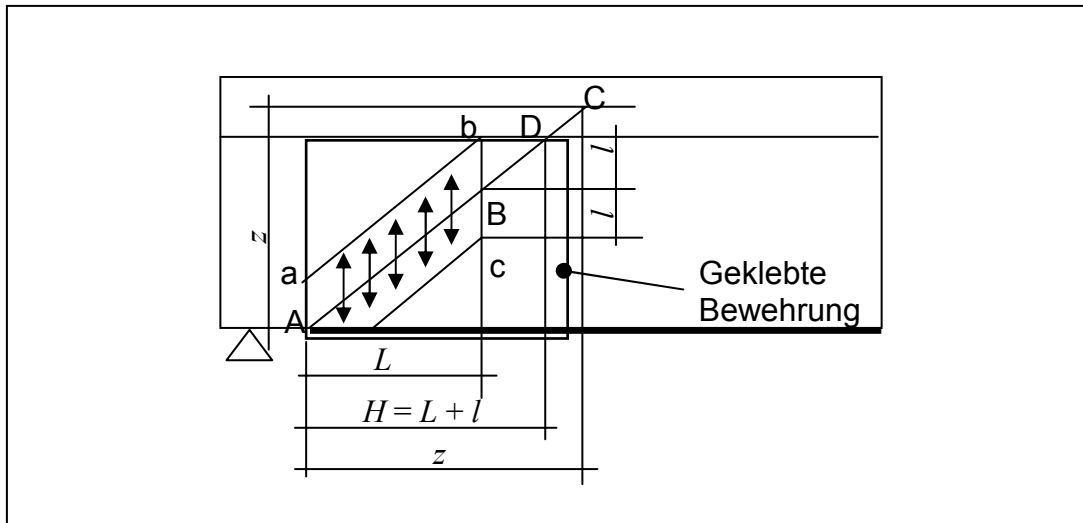


Bild 5.2: Tragmodell der Klebeverbundverankerung von TFC®-Gewebe als äußere Schubbewehrung nach Freyssinet[33]

Fig. 5.2: Structural model of bond anchorage of TFC® sheets as extern shear reinforcement according to Freyssinet [33]

Fig. 5.2: Schema de fonctionnement d'une tôle collée sur l'âme d'une poutre fissurée sous l'action de l'effort tranchant [33]

Weiter wird empfohlen, dass die Klebeverankerungslänge oberhalb und unterhalb des fiktiven Schubrisses mindestens $\bar{l} = 10 \text{ cm}$ beträgt. Im Bild 5.2 ist diese Empfehlung mit Hilfe des unter 45° geneigten Parallelogrammes dargestellt: $Aa = Bb = BC = \bar{l} = 10 \text{ cm}$. Freyssinet hat den Begriff einer Nutzlänge eingeführt. Die Nutzlänge ist die Länge, die oberhalb und unterhalb des fiktiven Schubrisses eine Klebeverankerungslänge l hat (siehe Gerade AB im Bild 5.2).

Damit keine Delaminierung des TFC®-Gewebes stattfindet, ist nach den Ergebnissen der französischen Untersuchungen folgende Gleichung anzuwenden:

$$\tau = \frac{V_{tfc}}{2 \cdot L \cdot \bar{l}} \leq \bar{\tau} = 1,5 \text{ MPa} \quad (5.20)$$

Hierbei sind:

- V_{tfc} der Querkraftanteil, den das TFC®-Gewebe aufnehmen soll;
- τ die infolge des Querkraftanteils V_{tfc} zwischen TFC®-Gewebe und Beton entstandene Verbundspannung;
- L die erforderliche Breite des TFC®-Gewebes innerhalb einer Länge gleich dem inneren Hebelarm;
- \bar{l} die erforderliche Klebelänge ($\bar{l} = 10 \text{ cm}$)
- $\bar{\tau}$ die zulässige Verbundspannung des TFC® - Gewebes ($\bar{\tau} = 1,5 \text{ MPa}$)

Der erforderliche Querschnitt des TFC®-Gewebes der Dicke t_f über eine Länge z ist dann:

$$A_{ffc} = 2 \cdot t_f \cdot L \quad (5.21)$$

mit $L = H - 2 \cdot \bar{l}$ (wenn das TFC® nur an die Stegseiten geklebt ist);
 $L = H - \bar{l}$ (wenn das TFC® um den Steg herum, d.h. auf die seitliche und untere Fläche des Stegs, geklebt ist).

H ist die vorhandene Breite des TFC®-Gewebes über die Länge z (siehe Bild 5.3).

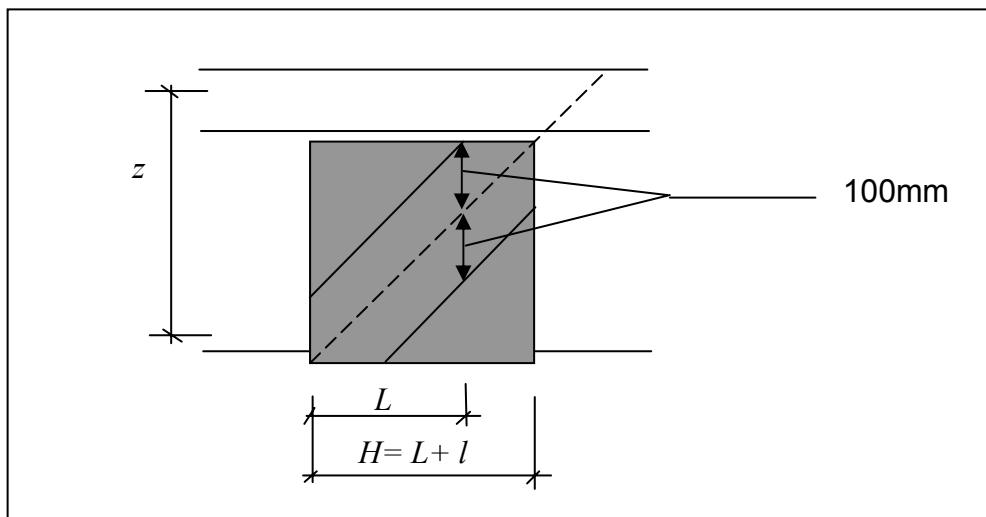


Bild 5.3: Tragmodell einer äußeren geklebten Schubbewehrung nach Freyssinet [33]

Fig. 5.3: Structural model of glued extern shear reinforcement according to Freyssinet [33]

Fig. 5.3: Model de collage de plaques collées d'après Freyssinet [33]

5.3.2 Neue Nachweiskonzepte

a) Erweiterung des Nachweiskonzeptes von Freyssinet

In Erweiterung des vorher dargestellten Konzepts von Freyssinet wird gesamte Klebefläche oberhalb bzw. unterhalb des fiktiven Schubrisses zum Nachweis herangezogen. Das erweiterte Tragmodell ist im Bild 5.4 dargestellt.

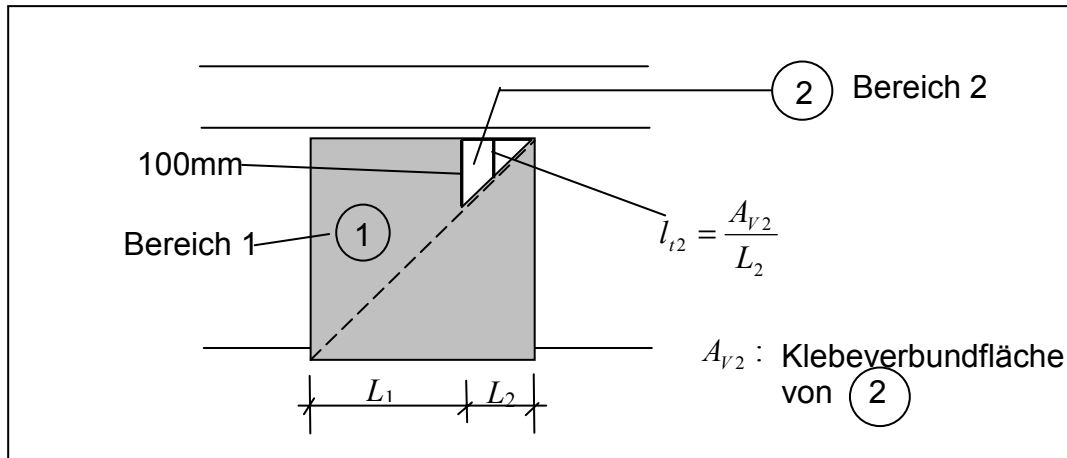


Bild 5.4: Erweitertes Tragmodell
 Fig. 5.4: Expanded structural model
 Fig. 5.4: Model développé

Damit keine Delaminierung des TFC®-Gewebes eintritt, muss gelten

$$V_{tfc} \leq T_{\max 1} + T_2 \quad (5.22)$$

Hierbei sind:

T_{\max} die maximale Verbundbruchkraft im Bereich 1
 T_2 die Verbundbruchkraft in Bereich 2

Im Bereich 1, wo die Breite des TFC®-Gewebes L_1 ist, wird die maximale Verbundbruchkraft $T_{\max 1}$ immer erreicht, da dort überall eine Klebelänge von mindestens $l_{\max} = \bar{l} = 10 \text{ cm}$ vorhanden ist.

Im Bereich 2 hat das TFC®-Gewebe eine Breite L_2 . Dort kann die maximale Verbundbruchkraft $T_{\max 2}$ nie erreicht werden, da die vorhandene Klebelänge kleiner als $\bar{l} = 10 \text{ cm}$ ist. Der Bereich 2 überträgt eine Verbundkraft, die in Abhängigkeit von der dortigen mittleren Klebelänge l_{t2} (siehe Bild 5.4) abgeschätzt werden kann.

Die Verbundbruchkräfte $T_{\max 1}$ und T_2 können je nach dem im Abschnitt 4.3.3 bzw. 4.3.4 erläuterten Verbundgesetz wie folgt ermittelt werden:

- *Nichtlineares Verbundgesetz:*

$$T_{\max 1} = 150 \cdot n_f^{0,32} \cdot L_1 \quad (5.23)$$

$$T_2 = T_{\max,2} \cdot \left[\frac{l_{t2}}{l_{t,\max}(\bar{l})} \right]^{2,7} = 150 \cdot n_f^{0,32} \cdot L_2 \cdot \left[\frac{l_{t2}}{l_{t,\max}(\bar{l} = 10 \text{ cm})} \right]^{2,7} \quad (5.24)$$

- *Bilineares Verbundgesetz:*

$$T_{\max 1} = 150 \cdot n_f^{0,32} \cdot L_1 \quad (5.25)$$

$$T_2 = T_{\max} \cdot \frac{l_{t2}}{l_{t,\max}} \cdot \left[2 - \frac{l_{t2}}{l_{t,\max}} \right] \quad (5.26)$$

$$T_2 = 150 \cdot n_f^{0,5} \cdot L_2 \cdot \frac{l_{t2}}{l_{t,\max}} \cdot \left[2 - \frac{l_{t2}}{l_{t,\max}} \right] \quad (5.27)$$

b) Auf einer genauen Bestimmung des kritischen Schubrissverlaufs basierendes Nachweiskonzept

Bei den in der Literatur aufgeführten Schubversuchen verlaufen die kritischen Schubrisse etwas flacher als in den Freyssinet-Beispielen. Exemplarisch wird auf die Versuche von Niedermeier [106] verwiesen.

Die Versuchskörper von Niedermeier waren mit Hilfe von Stahllaschen als äußerer geklebter Zugbewehrung bzw. als äußerer Schubbewehrung verstärkt. Bei diesen Versuchen war die Bildung von sehr flach verlaufenden Rissen im unteren Bereich des Balkens auffällig. Die kritischen Risse, die zum Ablösen der Zuglasche im Endverankerungsbereich und damit zum Versagen führten, hatten einen Neigungswinkel von etwa 25°.

Im Bild 5.5 ist ein Beispiel von Niedermeier [106] für den Verlauf des kritischen Schubrisses dargestellt. (Aus Darstellung gründen wurde das Foto in ein Systemskizze übertragen.)

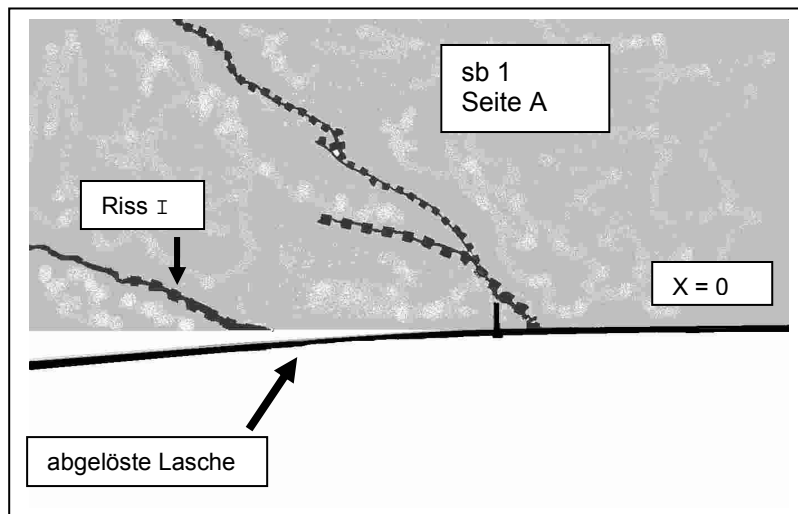


Bild 5.5: Verlauf des kritischen Schubrisses bei Versagen der Klebelasche [106]

Fig. 5.5: Run of critical shear crack due to failure of the adhesive plate [106]

Fig. 5.5: Allure de la fissure au cisaillement lors de la délamination de la plaque collée [106]

Die oben beschriebenen Erkenntnisse zeigen, dass der Neigungswinkel 45° für den fiktiven Schubriss nach Freyssinet nicht der Realität entspricht und für den Klebeverbund der äußeren Schubbewehrung zu sehr auf der sicheren Seite liegt. Aus diesem Grund wird versucht, im Folgenden den maßgebenden Schubriss etwas besser zu beschreiben.

Die bisherigen theoretischen und experimentellen Untersuchungen haben gezeigt, dass der „plate-end shear“ eine dominierende Rolle für das Schubtragverhalten des verstärkten Balkens bzw. das Ablösen der Zuglasche spielt. Unter dem Begriff „plate-end shear“ versteht man die Ursache für das Versagen des verstärkten Versuchskörpers infolge der Ablösung der Betondeckung, das ausgehend von einem am Laschenende beginnenden Schubriss auftritt. In [42] leitet Jansze einen Modellansatz für den „plate-end shear“ her.

Das Modell von Jansze basiert auf der Untersuchungen des kritischen Schubrisses durch Kim und White [114.]. In Analogie zu dem von Kim und White beschriebenen Verfahren zur Bestimmung des Abstandes a_c des für das Versagen kritischen Schubrisses zur Auflagerachse ermittelt Jansze [42] eine Gleichung zur Beschreibung des fiktiven Abstandes a_L (Abstand fiktiver Lasteinleitungspunkt zur Auflagerachse), die den Verlauf eines Schubrisses abbildet.

Die Modellanalogie von Jansze [42] nach Kim und White [114] ist im Bild 5.6 dargestellt.

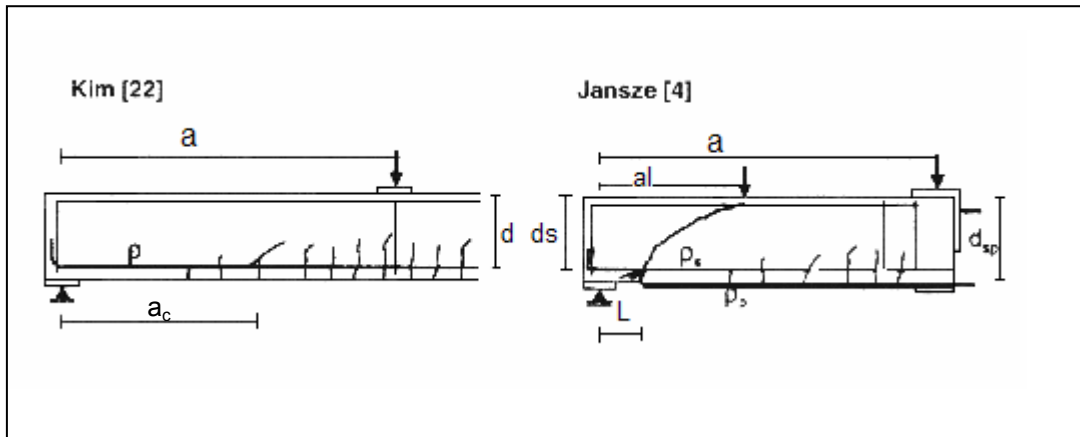


Bild 5.6: Lage a_c des kritischen Schubbrisses nach Kim und White [114] und Modellanalogie nach Jansze [42]

Fig. 5.6: Position a_c of the critical shear crack according to Kim and White [114] and the model of Jansze [42]

Fig. 5.6: Position a_c de la fissure critique d'après Kim et White [114] et le modèle analogue d'après Jansze [42]

Die Abstände a_c und a_L genügen nach Kim und White den Gleichungen:

$$a_c = 3,3 \cdot \left[\frac{\rho \cdot \left(\frac{d}{a} \right)^2}{(1 - \sqrt{\rho})^2} \right]^{1/3} \cdot a \quad (5.28)$$

Jansze's Modellanalogie:

$$L = 3,3 \cdot \left[\frac{\rho_s \cdot \left(\frac{d_s}{a_L} \right)^2}{(1 - \sqrt{\rho_s})^2} \right]^{1/3} \cdot a_L \quad (5.29)$$

Damit die Theorie und die Versuche zusammenpassen, hat Jansze den Faktor 3,3 durch das Verhältnis a_L/d_s ersetzt. Dann ergibt sich:

$$a_L = \sqrt{\frac{(1 - \sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s}} \cdot d_s \cdot L^3 \quad (5.30)$$

Hierbei sind:

- ρ_s Betonstahlbewehrungsgrad ($A_s/b \cdot d_s$);
- d_s statische Nutzhöhe der Betonstahlbewehrung;
- L Abstand Laschenende zur Auflagerachse;
- a_L Abstand fiktiver Lasteinleitungspunkt zur Auflagerachse.

Weiter hat Fischer [32] den kritischen Schubriss für den unverstärkten Balken beschrieben. Zusätzlich zu der Lage a_c des kritischen Schubrisses hat Fischer eine Grundform des Verlaufs des kritischen Schubrisses festgelegt (Bild 5.7).

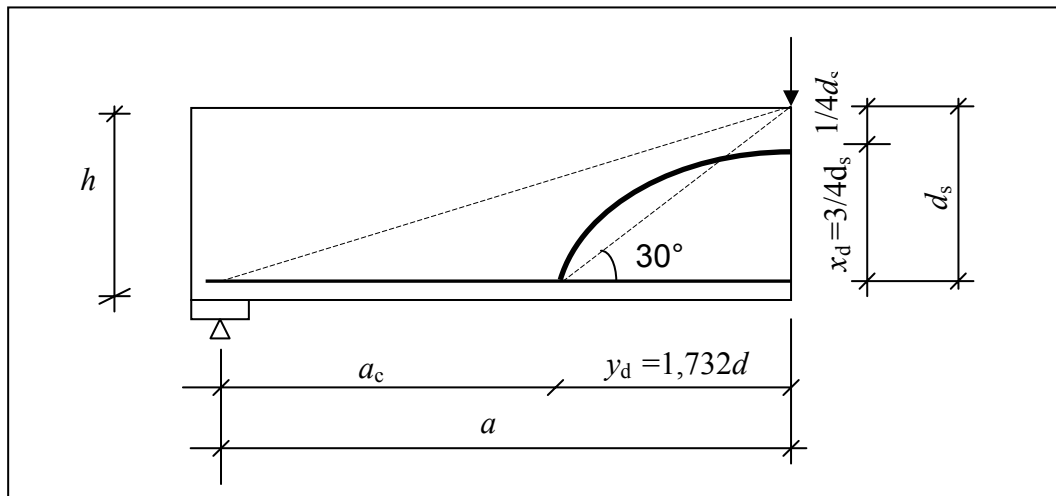


Bild 5.7: Grundform des kritischen Schubrisses [32]

Fig. 5.7: Basic run of critical crack [32]

Fig. 5.7: Forme générale de la fissure critique [32]

Für die Form des Schrägrisses hat Fischer [32] eine Parabel 4. Ordnung aus seinen Untersuchungen ermittelt:

$$y(x) = C_1 \cdot x^4 \quad (5.31)$$

Somit kann die Lage a_c des kritischen Schubrisses eindeutig bestimmt werden:

$$a_c = \frac{3}{4} \cdot \frac{a}{d_s} \cdot \sqrt[3]{\frac{a/d_s}{21,9}} \cdot d_s \quad (5.32)$$

Weil Fischer den Verlauf des kritischen Schubrisses eindeutig beschrieben hat, wird sein Modellansatz hier für unseren Zweck weiterverfolgt. Die Modellanalogie von Jansze auf den Modellansatz von Fischer anwendend, kann der fiktive Abstand a_L (siehe Bild 5.8), der den Verlauf eines kritischen Schubrisses bei einem durch eine Zuglasche verstärkten Balken beschreibt, wie folgt dargestellt werden.

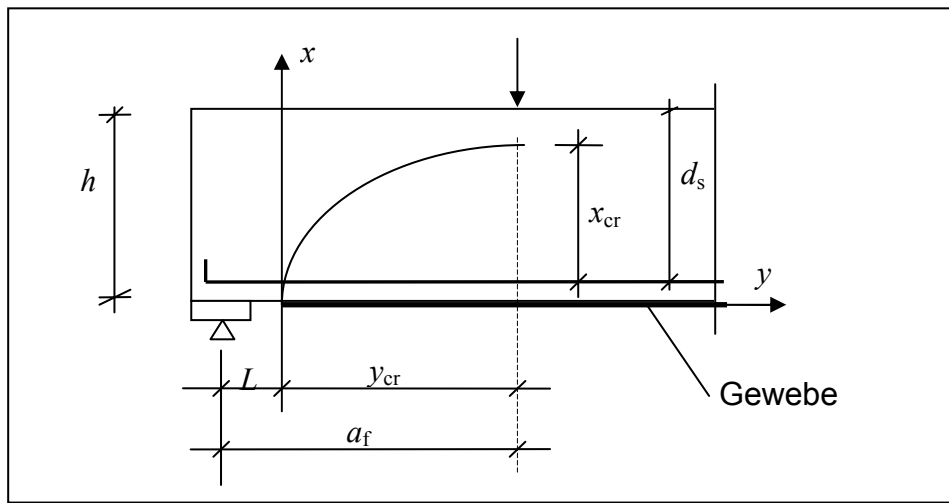


Bild 5.8: Anwendung der Modellanalogie nach Jansze auf den Modellansatz von Fischer für einen durch in der Zugzone durch aufgeklebte Laschen verstärkten Balken

Fig. 5.8: Application of the design model of Jansze to Fischer's model analogue for a beam which has been strengthened by means of bonded plates in the tensioned zone

Fig. 5.8: Application du Modelanalogue de Jansze sur le modèle de Fischer pour les poutres renforcées par des plaques collées sur la zone tendue

Unter Berücksichtigung von Gl. (5.32) ergibt sich nunmehr folgende abgewandelte Modellanalogie:

$$L = \frac{3}{4} \cdot \frac{a_f}{d_s} \cdot \sqrt[3]{\frac{a_f/d_s}{21,9}} \cdot d_s \Rightarrow a_f = 2,68 \cdot \sqrt[4]{L^3 \cdot d_s} \quad (5.33)$$

Unter der Annahme, dass es eine Analogie zwischen dem Schubrissverlauf für den unverstärkten und den verstärkten Balken gibt, kann der Verlauf des kritischen Schubrisses der Lage a_f wie folgt bestimmt werden:

Unter Zugrundelegung des von Fischer im [32] angegebenen Rissverlaufs $y(x) = C_1 \cdot x^4$ gemäß Gleichung (5.31) gilt:

$$C_1 = \frac{y_{cr}}{x_{cr}^4} \quad (5.34)$$

$$y_{cr} = a_f - L \quad (5.35)$$

Eine weitere Voraussetzung der abgewandelten Modellanalogie ist:

$$\frac{x_{cr}}{y_{cr}} = \frac{x_d}{y_d} = \frac{\frac{3}{4} \cdot d}{1,732 \cdot d} \quad (5.36)$$

$$\Rightarrow x_{cr} = 0,433 \cdot y_{cr} = 0,433 \cdot (a_f - L) \quad (5.37)$$

Daraus ergibt sich der Rissverlauf wie folgt:

$$y(x) = \frac{28,44}{(a_f - L)^3} \cdot x^4 \quad (5.38)$$

Diese Gleichungen gelten für den Fall der Verstärkung mit Stahllaschen. Im Falle von TFC®-Gewebe müssen noch Versuche durchgeführt werden, um zu prüfen, ob die oben beschriebene Modellanalogie dort anwendbar ist.

Bis Versuche für TFC®-Gewebe vorliegen, wird angenommen, dass die gleichen Bedingungen bezüglich des kritischen Schubrisses wie bei Stahllaschen für TFC®-Gewebe gelten. Somit kann die vorhandene Klebeverankerungslänge des TFC®-Gewebes als Schubbewehrung im Bereich $(a_f - L)$ immer festgelegt werden, wenn der Verlauf des kritischen Schubrisses bekannt ist.

Danach erfolgt der Nachweis der Verbundkraft (Klebeverankerungsnachweis) wie im Abschnitt 5.3.2.1.

6 Berechnungsbeispiel für eine Verstärkung durch TFC®-Gewebe und Vergleich mit anderen äußeren Verstärkungsmaterialien

6.1 Vorgehensweise

In [68, 106-111, 115, 116], [63, 64, 89, 92, 93], [105] wird über mehrere Versuche an durch Stahllaschen bzw. CFK-Lamellen verstärkten Bauteilen berichtet. Diese ausgewählten Versuche werden in diesem Abschnitt nachgerechnet. Bei der Nachrechnung wird angenommen, dass die Bauteile durch TFC®-Gewebe statt Stahllaschen bzw. CFK-Lamellen verstärkt sind. Die Ergebnisse der Beispielrechnungen werden den der Versuche bzw. Nachrechnungen mit Verstärkung durch Stahllaschen bzw. CFK-Lamellen gegenübergestellt. Darüber hinaus wird auch theoretisch überprüft, ob es in den gerechneten Beispielen möglich ist, das TFC®-Gewebe als äußere Schubbewehrung nur über den Stegbereich zu verankern. Auf diese Weise können die Wirksamkeit von TFC®-Gewebe als äußeres Verstärkungsmaterial und gegebenenfalls vorhandene Vorteile gegenüber Stahllaschen bzw. CFK-Lamellen herausgearbeitet werden. Anschließend wird einen Versuchsvorschlag gemacht, um den theoretischen Nachweis zu bestätigen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden insgesamt 3 Versuche und einen Balkenbeispiel nachgerechnet:

- Versuchsplatte Braunschweig [93];
- Versuchsbalken Braunschweig 1987 [92];
- Versuchsbalken München 2000 [106];
- Balkenbeispiel Braunschweig CFK-Lamellen [68].

Es sollen folgende Nachweise erbracht werden:

- Biegetragfähigkeit;
- Deckung der Zugkraftlinie bzw. Endverankerung;
- Schubtragfähigkeitsnachweis für TFC®-Gewebe als äußere Schubbewehrung.

6.2 Biegetragfähigkeit

Der hier durchgeführte Biegenachweis richtet sich nach EC 2 bzw. DIN 1045-1:2001-07. Da es sich hier jedoch um eine Nachrechnung von Versuchen handelt, und nicht um eine Bemessung, werden abweichend von EC 2 bzw. DIN 1045-1 folgende Annahmen getroffen:

- Alle Sicherheitsbeiwerte werden außer Acht gelassen, um die Bemessungsbruchmomente ermitteln zu können. Somit können diese Bemessungsbruchmomente den Bruchmomenten aus den Versuchen gegenübergestellt werden.
- Der Unterschied zwischen Dauerstandfestigkeit und Kurzzeitfestigkeit wird wegen der relativ kurzen Versuchsdauer vernachlässigt.

Bei der Nachrechnung der Versuche müssen für die vorhandenen Belastungsanordnungen die Schnittgrößen und Dehnungszustände des unverstärkten wie auch des verstärkten Bauteils ermittelt werden. Daraus ergibt sich der Verstärkungsgrad η_B .

Der zu einem Bruchzustand zugehörige Dehnungszustand wird iteriert, mit der Annahme, dass der Querschnitt eben bleibt (Bernoulli Hypothese). Bei Plattenbalken, bei denen die Nulllinie im Steg liegt, führt diese Iteration zu einem großen Rechenaufwand. Darüber hinaus erfordert die Nachrechnung von Versuchen eine relativ hohe Genauigkeit, so dass vereinfachte Rechenverfahren, die für eine Bemessung Ergebnisse auf der „sicheren Seite“ liefern, hier nicht angebracht sind. Aus diesen Gründen erfolgt hier die Beispielrechnung mit Hilfe des im Kapitel 2, Abschnitt 2.3.1, erläuterten Bemessungsverfahrens ohne Näherungen. Zu diesem Zweck wurden im Rahmen dieser Arbeit Rechenprogramme sowohl für Rechteckquerschnitte als auch für Plattenbalken entwickelt.

Bei dem Beispiel aus Braunschweig mit rechteckiger Druckzone [68] werden zusätzlich die eigenen im Kapitel 2, Abschnitt 2.3.2, erarbeiteten vereinfachten Bemessungshilfen (EVB) zur Kontrolle herangezogen und überprüft.

6.3 *Deckung der Zugkraftlinie, Endverankerungsnachweis*

Die meisten Verstärkungen von Platten und Balken werden in der Regel nachträglich durchgeführt. Deswegen ist es nicht möglich, das Verstärkungsmaterial hinter der rechnerischen Auflagerlinie zu verankern. Daher handelt es sich um eine „gestaffelte“ Bewehrung. Es müssen die Deckung der Zugkraftlinie und die Verankerung nachgewiesen werden. Hier wird sich der Nachweis an dem Verankerungskonzept der DIN 1045:1988-07 orientieren (vgl. Bild 6.1).

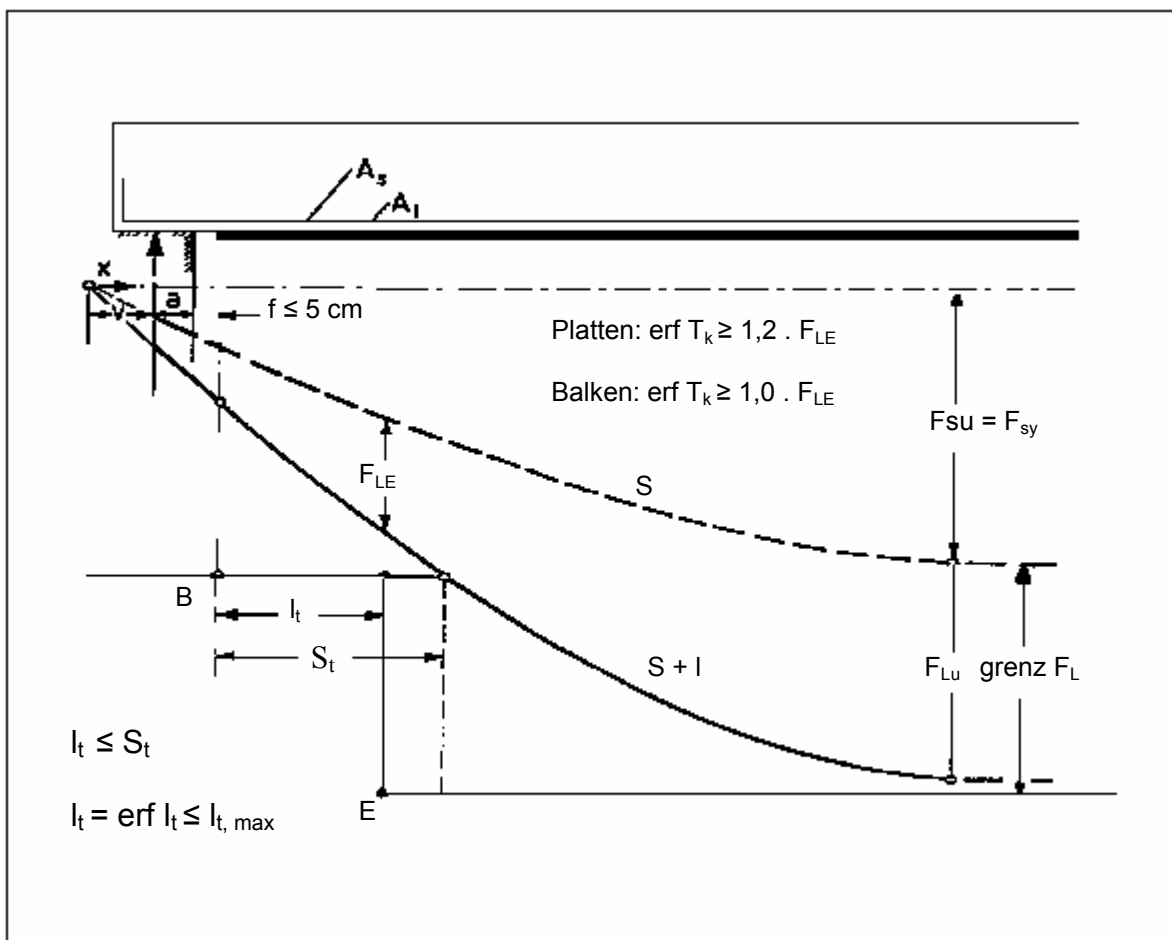


Bild 6.1: Zugkraftdeckung und Lamellenverankerung an Endauflagern [105]

Fig. 6.1: Verification of coping of tensile forces and plate anchoring at end supports [105]

Fig. 6.1: Recouvrement de la force de traction et ancrage de la plaque à l'extrémité de l'appui [105]

Für den Nachweis werden die im Kapitel 5, Abschnitte 5.2.2 und 5.2.3, für das nichtlineare bzw. bilineare Verbundgesetz erarbeiteten Nachweisgleichungen (Verankerungslänge l_v und Verbundbruchkraft T) verwendet.

6.4 Schubtragfähigkeit einschließlich Schubverankerungsnachweis

Zum Nachweis der Schubtragfähigkeit werden die im Kapitel 3, Abschnitt 3.6.2. (Standardverfahren nach EC 2) bzw. Abschnitt 3.6.3 (Verfahren der veränderlichen Druckstreben nach DIN 1045-1) beschriebenen Konzepte herangezogen. Auf diese Weise werden die erforderlichen Querschnitte des TFC®-Gewebes als Querkraftbewehrung ermittelt.

Anschließend wird die Schubverankerung des TFC®-Gewebes mit Hilfe der im Kapitel 5, Abschnitt 5.3, beschriebenen Konzepte nachgewiesen. Dadurch wird überprüft, ob man auf eine Verankerung in dem Druckflansch bei den nachgerechneten Beispielen verzichten kann.

6.5 *Nachgerechnete Beispiele aus der Literatur*

6.5.1 *Übersicht*

a) *Versuche*

Folgende Versuche mit gekleber Bewehrung wurden im Rahmen dieser Arbeit nachgerechnet:

In Abschnitt 6.5.2: Versuchsplatte Braunschweig

- [93]: Rostasy, F.S.; Ranisch, E.H.: Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonplatten durch Ankleben von Bewehrung. Abschlußbericht. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig

in Abschnitt 6.5.3: Versuchsbalken Braunschweig 1987

- [92]: Rostasy, F.S.; Ranisch, E.-H.: Durchführung eines Grundsatzversuches mit Klebearmierungen für nicht vorwiegend ruhende Lasten. Untersuchungsbericht Nr.: 4426/1559-Ra/CC-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 15.5.1987

in Abschnitt 6.5.4: Plattenbalken München 2000

- [106]: Zilch, K.; Schmidhuber, C.; Niedermeier, R.: Bauteilversuche zur Querkraftbiegung an mittels Klebearmierung verstärkten Betonbauteilen. Forschungsbericht, Mai 2000. TU München, Institut für Tragwerksbau, Lehrstuhl für Massivbau

b) *Bemessung eines Balkens*

in Abschnitt 6.5.5: Beispielbalken Braunschweig CFK-Lamellen

- [68]: Neubauer, U.: Einführung und Berechnungsbeispiele; Verstärken von Betonbauteilen mit geklebten CFK-Lamellen „Silika CarboDur“ iBMB TU Braunschweig, 1997

Die Nachrechnungen werden für je Abschnitte (Versuch / Beispiel) mit den vorhandenen Versuchsergebnisse gegenübergestellt und verglichen.

Im letzten Abschnitt 6.6 werden Versuchsvorschläge gemacht um die eigene theoretischen Überlegungen nachzuweisen und zu bestätigen.

6.5.2 Versuchsplatte Braunschweig [93]

a) Versuchsbeschreibung

In diesem Versuch wurde das Trag- und Verformungsverhalten einer Stahlbetonplatte mit zusätzlich aufgeklebter Biegezugbewehrung in Form von Baustahllaschen untersucht.

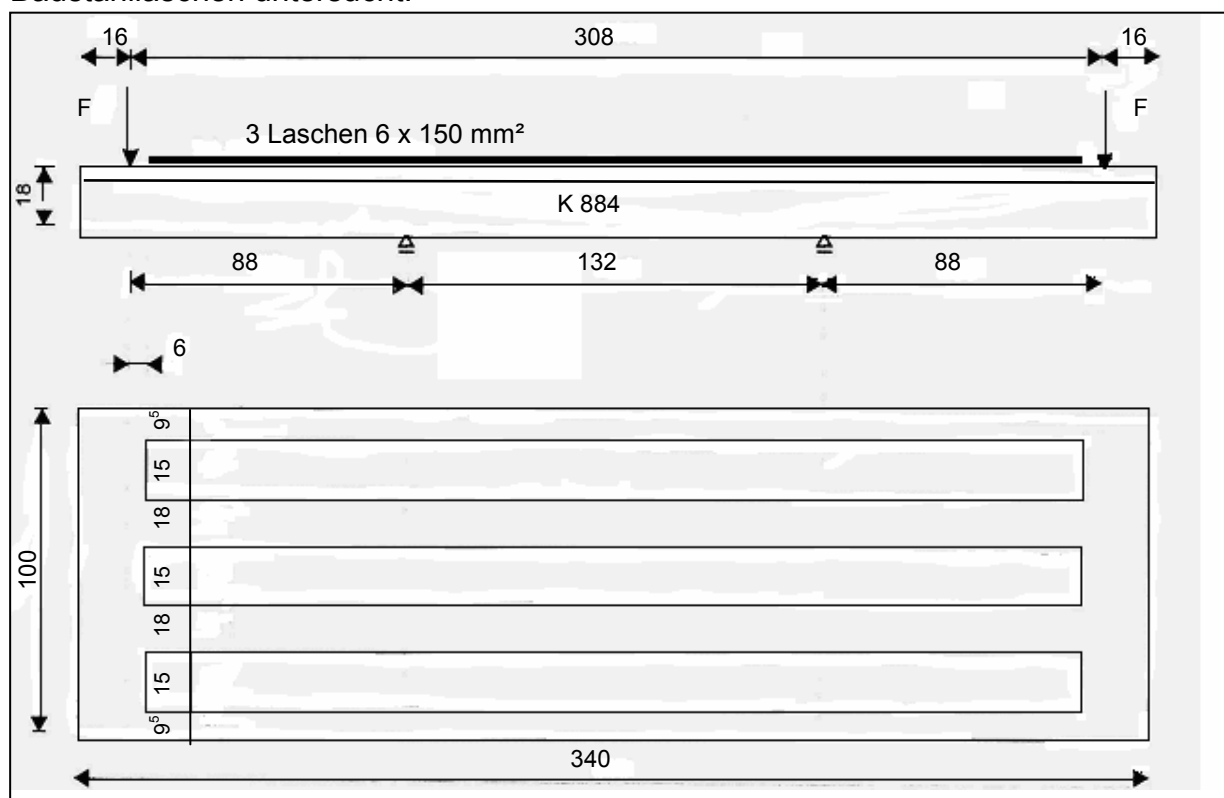


Bild 6.2: Versuchsplatte verstärkt mit Stahllaschen [93]

Fig. 6.2: Test slab strengthened with steel plates [93]

Fig. 6.2: Plancher renforcé par les tôles collées [93]

Die Einfeldplatte hat die Querschnittsabmessungen $b/d/h = 100/18/16$ cm. Sie erhielt eine konventionelle Biegezugbewehrung in Form einer Betonstahlmatte K 884 aus BSt 500 M. Die Platte ist im Bild 6.2 dargestellt. Die Kennwerte der Baustoffe sind Tabelle 6.1 zu entnehmen.

Beton	Betonstahl	Stahllaschen
B 25	$\beta_s = 583$ MPa	3 Laschen 6*150 mm ²
$\beta_w = 35$ MPa	$E_s =$ nicht ermittelt	$\beta_l = 289$ MPa
$\beta_{oz} =$ nicht ermittelt		$E_f =$ nicht ermittelt

Tab. 6.1: Eigenschaften der Baustoffe [93]

Tab. 6.1: Material characteristics [93]

Tab. 6.1: Caractéristiques des matériaux [93]

Belastungsablauf

Die unverstärkte Platte wurde zunächst mit der Gebrauchslast $F_1 = 39,50 \text{ kN}$ belastet, um Biegerisse zu erzeugen. Dann wurde auf $0,1F_1$ entlastet. In diesem Zustand wurden die Laschen aufgeklebt.

Nach einer Erhärtungszeit von 48 Stunden wurde die Platte in Stufen bis zur Gebrauchslast $F_2 = 2 \cdot F_1$ belastet. Dann erfolgten 50.000 Lastwechsel mit einer Oberlast von F_2 und einer Unterlast von $0,5 \cdot F_2$. Anschließend wurde die Platte stufenweise bis zum Bruch belastet.

Bruchart und Bruchlast

Die Platte versagte durch Verbundbruch. Die Bruchlast betrug $F_{uv} = 140 \text{ kN}$

b) Nachrechnung für die Biegetragfähigkeit

Wie schon angekündigt, wird in der Nachrechnung das Verstärkungsmaterial Stahllaschen durch TFC®-Gewebe ersetzt.

Für die Nachrechnung werden folgende Querschnitts- und Materialkennwerte verwendet (vgl. Tabelle 6.2)

Beton	Betonstahl	TFC®-Gewebe
$f_c = 30 \text{ MPa}$ $A_c = 1 \text{ m} \cdot 0,18 = 0,18 \text{ m}^2$ $h = 0,180 \text{ m}$ $d_s = 0,161 \text{ m}$	$f_y = 583 \text{ MPa}$ $E_s = 210.000 \text{ MPa}$ $A_s = 8,84 \text{ cm}^2$	$\varepsilon_f = 8,33$ $E_f = 105.000 \text{ MPa}$ $\sigma_f = \text{grenz}\varepsilon_f \cdot E_f = 875 \text{ MPa}$ Für die Querschnittsfläche werden 3 Fälle unterschieden: 1- $A_f = 100 \cdot 0,043 = 4,30 \text{ cm}^2$ 2- $A_f = 100 \cdot 0,043 \cdot 2 = 8,60 \text{ cm}^2$ 3- $A_f = 70 \cdot 0,043 \cdot 2 = 6,02 \text{ cm}^2$

Tab. 6.2: Materialkennwerte

Tab. 6.2: Material characteristics

Tab. 6.2: Caractéristiques des matériaux

Ergebnisse der Nachrechnung*

Nachfolgend werden die Ergebnisse in Tabelle 6.3 zusammengefasst:

	<i>Einheit</i>	unverstärkt	bei der Applikation	verstärkt		
				A_{f1}	A_{f2}	A_{f3}
ε_c	[‰]	3,15	0,2090	1,88	2,47	3,48
ε_s	[‰]	20	0,1033	7,47	7,41	7,31
ε_f	[‰]	--	0,2459	8,33	8,33	8,33
M_{uo}	kN	78,52	--	--	--	--
M_o	kN	--	59,00	--	--	--
M_{uv}	kN	--	--	93,00	127,10	175,00
η_B				1,18	1,63	2,23

Tab. 6.3: Zusammenfassung der Ergebnisse

Tab. 6.3: Results

Tab. 6.3: Tableau récapitulatif des résultats

Hierbei sind:

- A_{f1} eine Lage Gewebe ($b = 100 \text{ mm}$);
- A_{f2} zwei Lagen Gewebe ($b = 700 \text{ mm}$);
- A_{f3} zwei Lagen Gewebe ($b = 100 \text{ mm}$);
- η_B Verstärkungsgrad.

c) *Nachrechnung für die Deckung der Zugkraftlinie bzw. Endverankerungsnachweis*

Hier wird die Nachrechnung für das bilineare und das nichtlineare Verbundgesetz durchgeführt. Die maximal verankerbare Zugkraft T_{\max} und die dazugehörige Verankerungslänge sind nach folgenden Gleichungen zu ermitteln:

* Siehe ausführliche Darstellung im Anhang D, Tab. D-2 bis Tab. D-4

Bilineares Verbundgesetz:

$$\begin{aligned}T_{\max} &= 150 \cdot n_f^{0,5} \cdot b_l \cdot 1,4667 \\l_{t,\max} &= 100 \cdot n_f^{0,5} \\T &= T_{\max} \cdot \frac{l_t}{l_{t,\max}} \cdot \left(2 - \frac{l_t}{l_{t,\max}}\right)\end{aligned}\tag{6.1}$$

Nichtlineares Verbundgesetz:

$$\begin{aligned}T_{\max} &= 150 \cdot n_f^{0,32} \cdot b_l \cdot 1,4667 \\l_{t,\max} &= 100 \cdot n_f^{0,32} \\T &= T_{\max} \cdot \left(\frac{l_t}{l_{t,\max}}\right)^{2,7}\end{aligned}\tag{6.2}$$

Hier ist $1,4667 = 2,2 \text{ MPa} / 1,5 \text{ MPa}$ der Sicherheitsbeiwert für die Verbundkraft, da es hier im Versuch um den Bruch geht.

Um die vorhandene TFC[®]-Zugkraft zu verankern, genügt es, dass die T-Linie die TFC[®]-Zugkraftlinie innerhalb von $l_{t,\max}$ tangiert oder schneidet (vgl. Bilder 6.3 und 6.4). Der Abstand von TFC[®]-Ende bis zu diesem Berührungs- bzw. Schnittpunkt ist dann l_t .

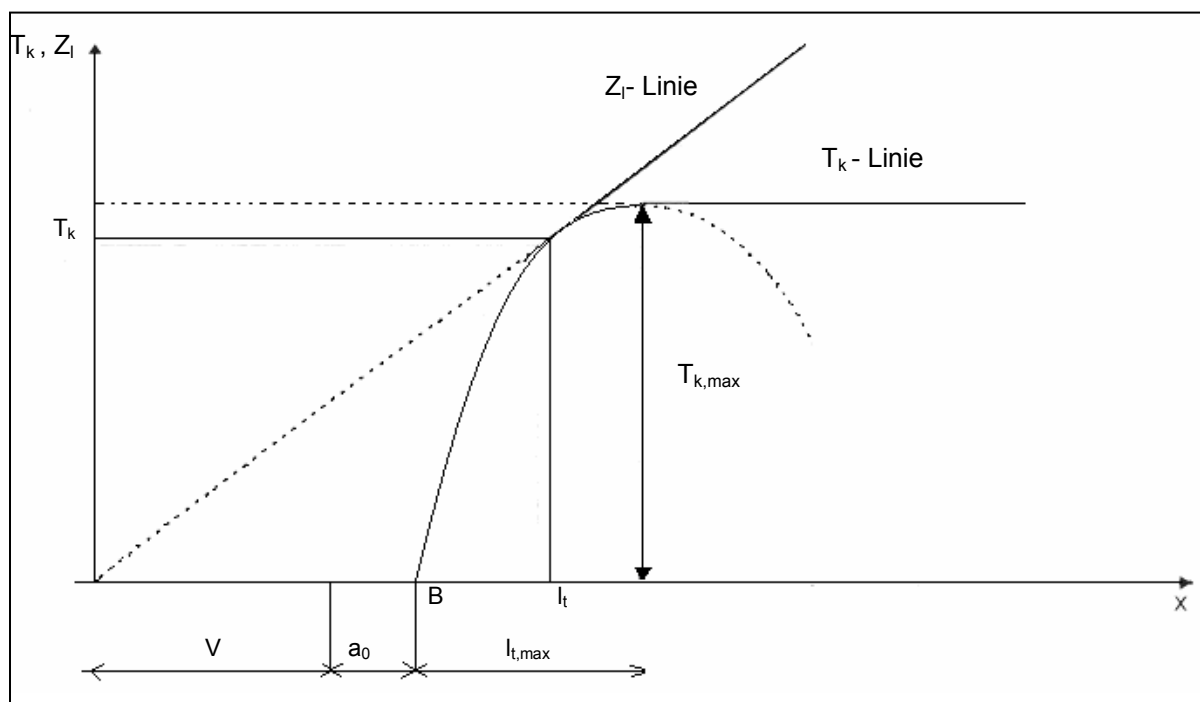


Bild 6.3: Grafischer Nachweis der Verankerung des TFC®-Gewebes mit der T-Linie (bilineares Verbundgesetz) [105]

Fig. 6.3: Graph of TFC® sheet anchoring with T line (bilinear elastic-decaying plastic bond law) [105]

Fig. 6.3: Présentation graphique de l'ancrage du tissu TFC avec la ligne T (modèle elasto-plastique) [105]

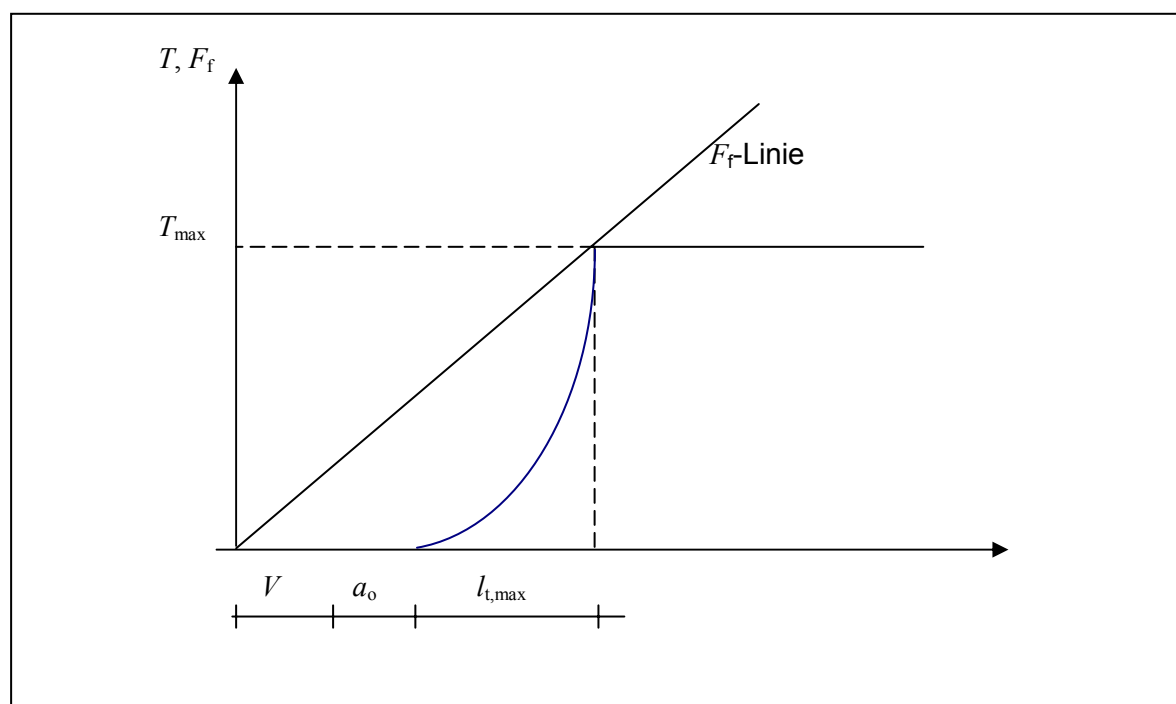


Bild 6.4: Zeichnerischer Nachweis der Verankerung der TFC®-Gewebe mit der T-Linie (nichtlineares Verbundgesetz)

Fig. 6.4: Graph of TFC® sheet anchoring with T line (no linear bond law)

Fig. 6.4: Présentation graphique de l'ancrage du tissu TFC avec la ligne T (modèle non lineaire)

Für die Nachrechnung der Versuche reicht es also aus, für das bilineare Verbundgesetz die Tangente an die T -Linie und für das nichtlineare Verbundgesetz den Schnittpunkt der F_f -Linie mit der T -Linie zu finden, die durch den Punkt (0,0) geht. Dies ist die optimale Zugkraftlinie für die gegebene Geometrie.

Entsprechend der in der Literatur [105] für das bilineare Verbundgesetz beschriebenen Vorgehensweise wird in diesem Fall die vorhandene Verankerungslänge nach Gleichung (6.3). berechnet.

$$l_t = -(v + a) + \sqrt{2 \cdot (v + a_o) \cdot l_{t,\max} + (v + a_o)^2} \quad (6.3)$$

Hierbei sind:

- v Versatzmaß;
- a_o Abstand vom Auflager zum Ende des TFC®-Gewebes.

Für das nichtlineare Verbundgesetz gilt:

$$l_t = l_{t,\max} \quad (6.4)$$

Für die Nachrechnung wird der Fall angenommen, bei dem das Bruchmoment des Versuches erreicht wird.

Erreichtes Bruchmoment im Versuch (Verbundbruch):

$$M_{uv} = 140 \cdot 0,88 + 2,4 = 125,60 \text{ kNm}$$

Dies entspricht dem Fall, bei dem $A_f = 6,02 \text{ cm}^2$ (2 Lagen TFC®-Gewebe mit einer Breite $b = 700 \text{ mm}$) und das berechnete Bruchmoment $M_{uv} = 127,10 \text{ kNm}$ ist.

Bilinearer Ansatz

$$T_{\max} = 150 \cdot n_f^{0,5} \cdot b_l \cdot 1,4667 = 220 \text{ kN}$$

$$l_{t,\max} = 100 \text{ mm}$$

Vorhandene Verankerungslänge

$$l_{t,vorh} = -(177 + 60) + \sqrt{2 \cdot (177 + 60) \cdot 100 + (177 + 60)^2} = 85 \text{ mm}$$

$$S_t = l_{BE} = \frac{F_{sy}}{F_{uv}} \cdot a - (v + a_o) \quad (6.5)$$

Hierbei sind:

F_{sy} Fließkraft des Stahles;
 F_{uv} Gesamtzugkraft;
 S_t Abstand.

$$S_t = \frac{515,37}{515,37 + 526,77} \cdot 880 - (177 + 60) = 198 \geq l_{t,vorh} = 85 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow l_{t,vorh} = 85 \text{ mm}$$

Verbundbruchkraft für die vorhandene Verankerungslänge

$$T = T_{\max} \cdot \frac{l_{t,vorh}}{l_{t,\max}} \cdot \left(2 - \frac{l_{t,vorh}}{l_{t,\max}} \right) = 220 \cdot \frac{85}{100} \cdot \left(2 - \frac{85}{100} \right) = 215,05 \text{ kN}$$

Die maximale verankerbare Zugkraft ist:

$$F_{fu} = T \cdot \frac{l}{v + a_o + l_{t,vorh}} \quad (6.6)$$

Hierbei sind:

F_{fu} Zugkraft des TFC®-Gewebes;
 l Abstand vom Auflager zum Lastangriffspunkt

$$F_{fu} = 215,05 \cdot \frac{880}{237 + 85} = 587,71 \text{ kN}$$

Diese maximal verankerbare Zugkraft ist größer als die von TFC[®] (mit $\text{grenz } \varepsilon_f$) aufnehmbare Zugkraft (376,10 kN). Dies bedeutet, dass bei einer TFC[®]-Verstärkung nicht der Verankerungsbruch für das Erreichen der maximalen Verstärkung maßgebend ist.

Nichtlineares Verbundgesetz

$$T_{\max} = 150 \cdot n_f^{0,32} \cdot b_f \cdot 1,4667 = 192,24 \text{ kN}$$

$$l_{t,\max} = 100 \cdot n_f^{0,32} = 100 \text{ mm}$$

$$S_t = 198 \text{ mm} \geq l_{t,\max} = 100 \text{ mm}$$

$$l_{t,\text{vorh}} = l_{t,\max} \cong 100 \text{ mm}$$

Die maximale verankerbare Zugkraft des Gewebes ist:

$$F_{fu} = T_{\max} \cdot \frac{l}{v + a_o + l_{t,\text{vorh}}} = \frac{192,24}{237 + 125} \cdot 880 = 467,54 \text{ kN}$$

Diese maximal verankerbare Zugkraft ist größer als die von TFC[®] (mit $\text{grenz } \varepsilon_f$) aufnehmbare Zugkraft (376,10 kN)

d) Nachrechnung für die Schubtragfähigkeit

Sie entfällt, da eine Platte vorliegt.

e) *Bewertung der Ergebnisse*

Die oben durchgeführte Berechnung zeigt, dass TFC®-Gewebe als Verstärkungsmaterial vorteilhafter als Stahllaschen sind. Dies wird aus Folgendem ersichtlich:

- Um den im Versuch mit Stahllaschen ermittelten Verstärkungsgrad zu erreichen, braucht man mit TFC®-Gewebe nur eine kleinere Zugkraft aufzunehmen. Die Stahllaschen mussten eine Kraft von 623,6 kN aufnehmen. Demgegenüber war bei TFC®-Gewebe nur eine Zugkraft von 376,1 kN erforderlich.
- Im Versuch mit Stahllaschen wurde ein Verankerungsbruch beobachtet. Nach unseren Berechnungen wird diese Versagensart mit TFC®-Gewebe nicht eintreten. Dies bedeutet, dass TFC®-Gewebe verbundtragfähiger sind als Stahllaschen.
- Aus der Berechnung der Biegetragfähigkeit wird auch ersichtlich, dass man mit TFC®-Verstärkung einen höheren Verstärkungsgrad (bis über 2) erzielen kann.

6.5.3 Versuchsbalken Braunschweig 1987 [92]

a) Versuchsbeschreibung

Bei diesem Versuch handelt es sich um eine Grundsatzprüfung mit Klebarmierung für nicht vorwiegend ruhende Belastung. Die Querschnittsabmessungen und Baustoffe sind Bild 6.4 bzw. Tabelle 6.4 zu entnehmen.

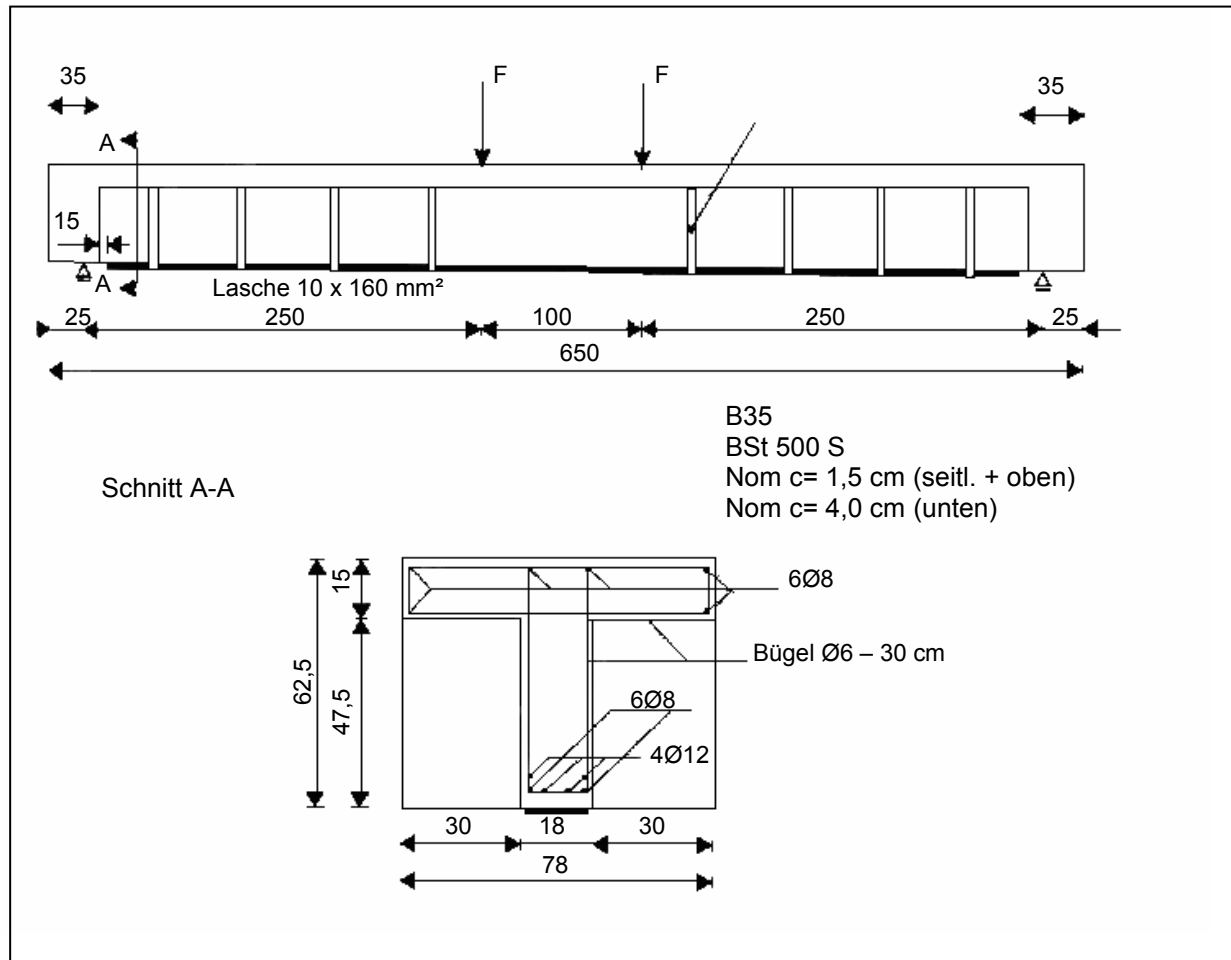


Bild 6.4: Versuchsbalken Braunschweig [92]

Fig. 6.4: Test beam Braunschweig [92]

Fig. 6.4: Poutre d'essai Braunschweig [92]

Beton	Betonstahl	Stahllaschen
B 35 $\beta_w = 49 \text{ MPa}$ $\beta_{oz} = 2,44 \text{ MPa}$	$\beta_s = 573 \text{ MPa}$ $E_s = \text{nicht ermittelt}$	Lasche 10*160 mm ² $\beta_l = 320 \text{ MPa}$ $E_f = \text{nicht ermittelt}$

Tab. 6.4: Materialkennwerte

Tab. 6.4: Material characteristics

Tab. 6.4: Caractéristiques des matériaux

Belastungsablauf

Der unverstärkte Balken wurde im Alter von 28 Tagen mit seinem Gebrauchslastmoment 113,10 kNm zuzüglich Eigengewichts belastet, um Risse zu erzeugen. Dann wurde der Träger auf 56,55 kNm zuzüglich Eigengewichts entlastet. Bei dieser Lasthöhe wurden die Laschen aufgeklebt.

Anschließend wurde eine dynamische Belastung von 2 Millionen Lastwechseln mit einem Obermoment von 247,50 kNm und einem Untermoment von 82,00 kNm aufgebracht. Danach wurde der Bruchversuch durchgeführt.

Bruchart und Bruchlast

Bei einem Moment von 521 kNm (inclusive Eigengewicht) wurde erstmals eine Laschendehnung von 2‰ erreicht. Gleichzeitig war auch ein begrenzter Verbundbruch in der Klebschicht zu beobachten. Danach konnte die Last dennoch weiter gesteigert werden, wobei die Durchbiegung stark progressiv zunahm. Bei einem Moment von 549,50 kNm trat dann schließlich Betondruckbruch ein.

*b) Nachrechnung für die Biegetragfähigkeit**

Für die Nachrechnung wird gleicher Bauteil unter Annahme eine TFC-verstärkung genommen. Folgende Querschnitts- und Materialkennwerte werden verwendet (vgl. Tabelle 6.5).

Beton	Betonstahl	TFC®-Gewebe
$f_c = 40 \text{ MPa}$ $b_f = 0,78 \text{ m}$ $b_w = 0,18 \text{ m}$ $h_f = 0,15 \text{ m}$ $h = 0,625 \text{ m}$ $d_s = 0,568 \text{ m}$	$f_y = 573 \text{ MPa}$ $E_s = 210.000 \text{ MPa}$ $A_s = 7,60 \text{ cm}^2$ Bei unserer Berechnung wird die Druckbewehrung vernachlässigt.	$\text{grenz}\varepsilon_f = 8,33$ $E_f = 105.000 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_f = \text{grenz}\varepsilon_f \cdot E_f = 875 \text{ MPa}$ Für die Querschnittsfläche werden 4 Fälle unterschieden: 1- $A_f = 180 \cdot 0,43 \cdot 2 = 1,548 \text{ cm}^2$ 2- $A_f = 180 \cdot 0,43 \cdot 3 = 2,322 \text{ cm}^2$ 3- $A_f = 180 \cdot 0,43 \cdot 5 = 3,87 \text{ cm}^2$ 4- $A_f = 180 \cdot 0,43 \cdot 8 = 6,19 \text{ cm}^2$

Tab. 6.5: Materialkennwerte

Tab. 6.5: Material characteristics

Tab. 6.5: Caractéristiques des matériaux

* Siehe ausführliche Darstellung im Anhang D, Tab. D-6 bis Tab. D-9

Nachfolgend werden die Ergebnisse im Tabelle 6.6 zusammengefasst.

	Einheit	unverstärkt	bei der Applikation	verstärkt			
				A_{f1}	A_{f2}	A_{f3}	A_{f4}
ε_c	[‰]	1,15	0,1709	0,81	0,87	0,98	1,13
ε_s	[‰]	20	0,8992	8,32	8,31	8,32	8,39
ε_f	[‰]	--	1,0066	8,33	8,33	8,33	8,33
M_{uo}	kN	243,67	--	--	--	--	--
M_o	kN	--	80	--	--	--	--
M_{uv}	kN	--	--	313,47	350,00	424,21	532,61
η_B	--	--	--	1,28	1,43	1,74	2,18

Tab. 6.6: Zusammenfassung der Ergebnisse

Tab. 6.6: Summary of results

Tab. 6.6: Tableau récapitulatif des résultats

c) *Nachrechnung für die Deckung der Zugkraftlinie bzw. Endverankerungsnachweis*

Für die Nachrechnung werden drei Fälle untersucht:

1. $A_f = 2,322 \text{ cm}^2$ (180x0,43x3 mm Lagen TFC[®])
2. $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$ (180x0,43x5 mm Lagen TFC[®])
3. $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$ (180x0,43x8 mm Lagen TFC[®])

Die Wahl dieser Fälle beruht auf folgenden Grundlagen:

- In den Beispielrechnungen der Firma Freyssinet wurde in einigen Fällen mit drei Lagen TFC[®] gerechnet.
- Niedermeier [66] hat die maximal ansetzbare Lagenanzahl von CFK-Gelege auf 5 beschränkt.
- Die 8 Lagen TFC[®]-Gewebe sind erforderlich, um den im Versuch beobachteten Verstärkungsgrad zu erreichen.

Da bis jetzt keine Versuche vorliegen, durch die festgestellt werden kann, mit welcher Lagenanzahl von TFC[®]-Gewebe eine maximal wirksame Verstärkung erreichbar ist, werden hier zum Zweck des Vergleichs die drei o. g. Fälle gewählt.

Die Nachrechnung erfolgt analog zu Abschnitt 6.5.2.c Die Ergebnisse sind in der Tabelle 6.7 zusammengefasst.

	Nichtlineares Modell						
A_f	T_{\max} [kN]	$l_{t\max}$ [mm]	$l_{t\text{vorh}}$ [mm]	T [kN]	F_{fu} [kN]	grenz ε_f [‰]	M_{uvv} [kNm]
3 Lag.	56,28	142,12	142,12	56,28	157,71	6,47	325,89
5 Lag.	66,28	167,37	167,37	66,28	180,62	4,44	336,86
8 Lag.	77,04	194,53	194,53	77,04	203,91	3,14	347,33

	Bilineares Modell						
A_f	T_{\max} [kN]	$l_{t\max}$ [mm]	$l_{t\text{vorh}}$ [mm]	T [kN]	F_{fu} [kN]	grenz ε_f [‰]	M_{uvv} [kNm]
3 Lag.	68,59	173,20	156,80	67,98	127,00	5,20	309,17
5 Lag.	88,54	223,60	197,58	87,34	230,43	5,67	364,28
8 Lag.	112,00	282,84	243,35	109,82	276,38	4,25	388,35

Tab. 6.7: Ergebnisse der Nachrechnung für den Endverankerungsnachweis von Versuchsbalken, Braunschweig 1987

Tab. 6.7: Calculation results of end sheet anchoring of test beams, Braunschweig 1987

Tab. 6.7: Résultats de calcul d'ancrage de l'extrémité du tissu de la poutre d'essai, Braunschweig 1987

Aus den Ergebnissen wird ersichtlich, dass die maximal verankerbare Zugkraft kleiner als die von TFC® bei Biegung aufnehmbare Zugkraft ist. Wenn man die zu den maximal verankerbaren Zugkräften zugehörige Dehnungsebene ermittelt, bekommt man die dazugehörigen aufnehmbaren Momente. Daraus ergibt sich jeweils der Verstärkungsgrad, den die Verankerungstragfähigkeit zulässt.

Für 3 TFC®-Lagen bekommt man einen Verstärkungsgrad von ca. 1,30. Bei 5 TFC®-Lagen ergibt sich ein Verstärkungsgrad von 1,38 (nichtlineares Modell) bis 1,49 (bilineares Modell). Das 8-lagige TFC® ermöglicht einen Verstärkungsgrad von 1,42 (nichtlinear) bis 1,59 (bilineares Modell). Dies bedeutet, dass mit der TFC®-Verstärkung das im Versuch beobachtete Bruchmoment nicht erreicht werden kann. Dies liegt daran, dass der Plattenbalken nur eine kleinere Verbundfläche, die die Verbundtragfähigkeit bestimmt, ermöglicht, Anhang D, Tab. D-10 bis Tab. D-15.

d) Nachrechnung für die Schubtragfähigkeit einschließlich Schubverankerungsnachweis

Bei einer Verstärkung mit 5 TFC®-Lagen wird ein Verstärkungsgrad von 1,49 (bilineares Modell) erreicht. Dieser Wert liegt, was die Praxis betrifft, im guten Bereich. Aus diesem Grund wird die Schubtragfähigkeit für die den 5 TFC®-Lagen entsprechenden Laststufen nachgewiesen.

Die Bruchquerkraft des Beispiels ist dann:

$$V_{uv} = \frac{364,278}{2,50} = 145,70 \text{ kN}$$

1) Standardverfahren

- $V_{uv} = V_c + V_w + V_f$

$$V_c = V_{Rd1} \cdot \gamma_c = 1,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{B35} \Rightarrow \tau_{Rd} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$K = 1,6 - d_s = 1,6 - 0,57 = 1,03$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d_s} = \frac{7,60}{18 \cdot 57} = 0,74 \%$$

$$V_{Rd1} = 1,5 \cdot 0,28 \cdot 1,03 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0074) \cdot 0,18 \cdot 0,57 = 66,405 \text{ kN}$$

- $V_{wd} = a_{sw} \cdot f_{ywk} \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot (1 + \cot \alpha) \quad \alpha = 90^\circ$
 $= a_{sw} \cdot f_{ywk} \cdot z$

$$\begin{aligned} 2 \text{ schnittige Bügel } \Phi 6 - 30 \text{ cm} &\Rightarrow a_{sw} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m} \\ z &= 0,9 \cdot d_m = 0,9 \cdot 60 \text{ cm} = 54 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$V_{wd} = 1,88 \cdot 10^{-4} \cdot 573 \cdot 0,54 = 0,058167 \text{ MN} = 58,17 \text{ kN}$$

- $V_f = V_{uv} - V_c - V_{w1}$
 $= 145,71 - 66,405 - 58,17 = 21,14 \text{ kN}$

$$V_{fd} = a_{fw} \cdot \sigma_{fw} \cdot z \cdot (1 + \cot \alpha_f) \cdot \sin \alpha_f \quad \alpha_f = 90^\circ$$

$$V_f = a_{fw} \cdot \sigma_{fw} \cdot z$$

$$\Rightarrow a_{fw} = \frac{V_{fd}}{\sigma_{fw} \cdot z}$$

$$\sigma_{fw} = \varepsilon_f \cdot E_f = \frac{\text{grenz}\varepsilon_f}{\gamma_f} \cdot E_f$$

$$\sigma_{fw} = 8,333 \cdot 105.000 \approx 875 \text{ MPa}$$

$$a_{fw} = \frac{21,14 \cdot 10^{-3}}{875 \cdot 540} = 45,00 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \Rightarrow \quad \text{konstruktiv}$$

Gewählt 2 TFC[®] 75 x 480 x 0,43 mm

2) Verfahren der veränderlichen Druckstrebenneigung

$$V_{Rd, sy} = V_{Wd} + V_{fd} \quad \Rightarrow \quad V_{uv} = V_w + V_f$$

$$\bullet \quad V_{wd} = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad \alpha = 90^\circ$$

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd, c}}{V_{Ed}}} \leq 3,0$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$V_{Rd, c} = \beta_{ct} \cdot 0,10 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_w \cdot z$$

$$V_{Rd, c} = 68,860 \text{ kN}$$

$$\cot \theta = 4,12 > 3 \quad \Rightarrow \quad \cot \theta = 3$$

$$V_w = 1,88 \cdot 10^{-4} \cdot 573 \cdot 0,54 \cdot 3 = 174,51 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \quad V_w > V_{uv} \quad \Rightarrow \quad \text{kein TFC}^{\text{®}} \text{ erforderlich}$$

3) Schubverankerungsnachweis

a) Nachweiskonzept gemäß französischen Richtlinien:

$$V_{fd} = 21,14 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{fd}}{2 \cdot L \cdot \bar{l}} \leq 1,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad L \geq \frac{V_{fd}}{2 \cdot \bar{l} \cdot 1,5} = \frac{21,14 \cdot 10^3}{2 \cdot 100 \cdot 1,5} = 70,46 \text{ mm}$$

$$L = H - \bar{l} \quad \Rightarrow \quad H = 70,46 + 100 = 170,46 \text{ mm}$$

$$\text{erf } b_f / m = \frac{170,46}{0,54} = 315,66 \text{ mm/m}$$

$$\max S_f = 237,60 \text{ mm}$$

$$\text{Gewählt: } S_f = 200 \text{ mm}$$

Bild 6.5 stellt die Anordnung der TFC[®]-Gewebe als Schubbewehrung dar.

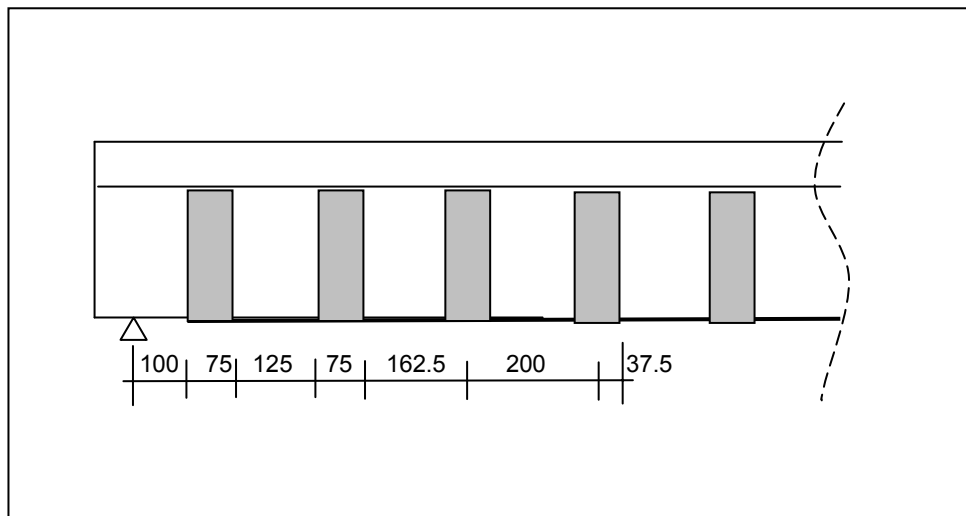


Bild 6.5: Anordnung der TFC[®]-Gewebe

Fig. 6.5: Disposition of TFC[®]

Fig. 6.5: Disposition du TFC[®]

b) Erweiterung des französischen Nachweiskonzeptes

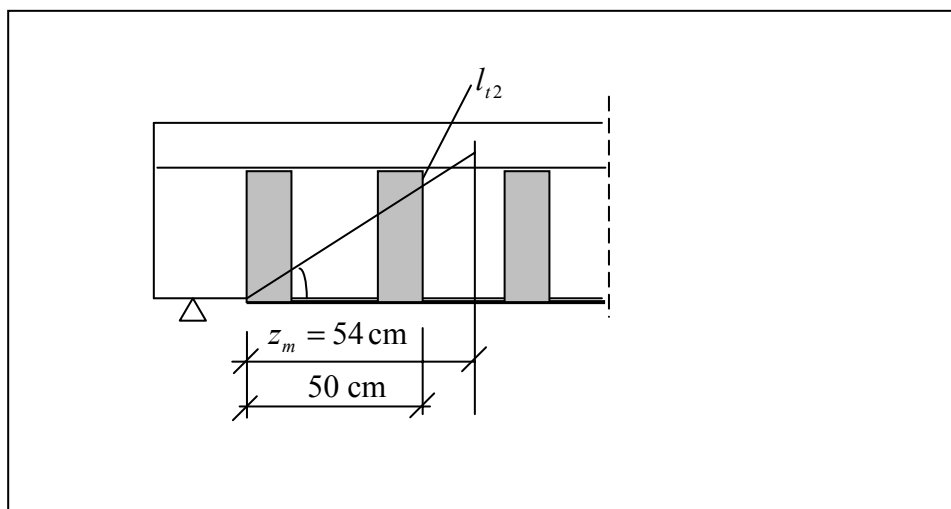


Bild 6.6: Erweitertes französisches Nachweiskonzept

Fig. 6.6: Extended french model

Fig. 6.6: Model français développé

$$\frac{V_{fd}}{2} \leq T_{\max 1} + T_{\max 2} \quad (6.7)$$

$$L_1 = 150 - 60 = 90 \text{ mm}$$

$$L_2 = 60 \text{ mm}$$

$$l_{t2} = \frac{40 + 60}{2} = 50 \text{ mm}$$

Nichtlineares Modell

$$T_{\max 1} = 150 \cdot n_f^{0,32} \cdot L_1 = 13,50 \text{ kN}$$

Bilineares Modell

$$T_{\max 1} = 150 \cdot n_f^{0,5} \cdot L_1 = 13,50 \text{ kN}$$

Damit ist die Gleichung (6.7) verifiziert.

c) Das erarbeitete Nachweiskonzept

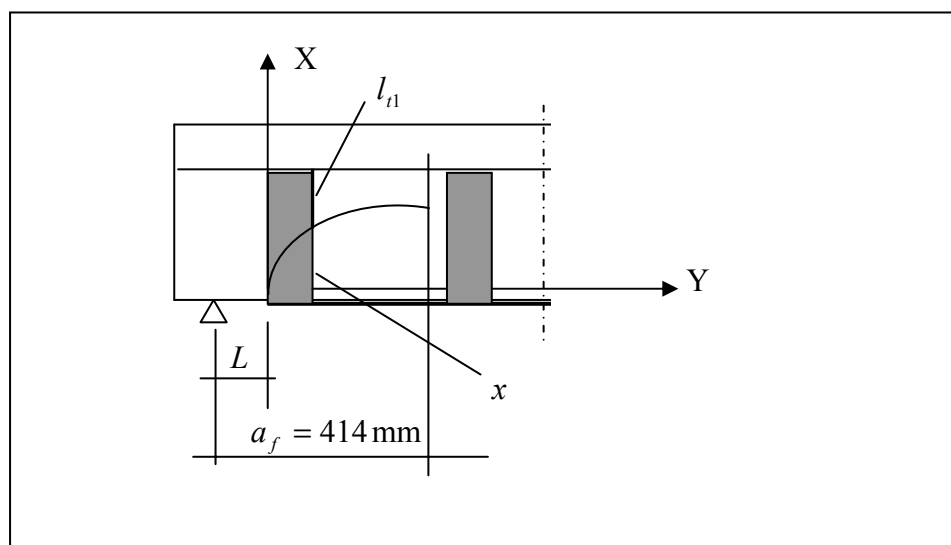


Bild 6.7: Neues Nachweiskonzept

Fig. 6.7: New model

Fig. 6.7: Nouveau model

$$a_f = 2,68 \cdot \sqrt[4]{L^3 \cdot d_s} = 2,68 \cdot \sqrt[4]{100^3 \cdot 570}$$

$$a_f = 414,1 \text{ mm}$$

Wie in Kapitel 5, Abschnitt 5.3.2.2, dargestellt, wird der Verlauf des kritischen Schubrisses der Lage a_L nach Gleichung (5.38) bestimmt:

$$y(x) = \frac{28,44}{(414,1 - 100)^3} \cdot x^4 = 9,18 \cdot 10^{-7} \cdot x^4$$

$$y(x) = 75 \text{ mm} = 9,18 \cdot 10^{-7} \cdot x^4 \quad \Rightarrow \quad x_1 = 95 \text{ mm}$$

$$l_{t1} = 325 \text{ mm} > l_{t \max}$$

Es soll jetzt geprüft werden, ob $\frac{V_f}{2} \leq T_{\max}$:

- Nichtlineares Modell

$$T_{\max} = 150 \cdot n_f^{0,32} \cdot 75 \text{ mm} = 11,25 \text{ kN}$$

- Bilineares Modell

$$T_{\max} = 150 \cdot n_f^{0,50} \cdot 75 \text{ mm} = 11,25 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \quad \frac{V_f}{2} < T_{\max}$$

e) *Bewertung der Ergebnisse*

Aus der Auswertung der Ergebnisse lassen sich folgende Erkenntnisse gewinnen:

- In der Beispielrechnung ist es nicht möglich, mit der TFC[®]-Verstärkung das im Versuch beobachtete Bruchmoment zu erreichen. Die Kontaktverbundfläche des TFC[®] ist durch die geringere Stegbreite beschränkt. Deshalb kann durch das TFC[®]-Gewebe keine sehr große Verbundkraft übertragen werden.
- Die angeordnete innere Schubbewehrung ist in der Lage, die gesamte Querkraft des durch TFC[®] verstärkten Trägers aufzunehmen. Konstruktiv werden die TFC[®]-Gewebe als Schubverstärkung angeordnet.

6.5.4 Plattenbalken München 2000 [106]

a) Versuchsbeschreibung

In seiner Forschungsarbeit [106] hat Niedermeier von eigenen Schubversuchen berichtet. Das Ziel war, anhand von 6 Versuchen die Schubbemessungsproblematik von schubverstärkten Trägern zu erörtern. Anschließend wurde ein Bemessungsvorschlag für schubverstärkte Träger nach DIN 1045:1988-07 erarbeitet.

Der Versuchskörper Sb6 [106] wurde mit Schublaschen verstärkt. Die Nachrechnung wird auf diesen Versuchskörper beschränkt.

Es handelt sich um einen Einfeldträger. Das statische System und die Querschnittsabmessungen sind im Bild 6.8 dargestellt.

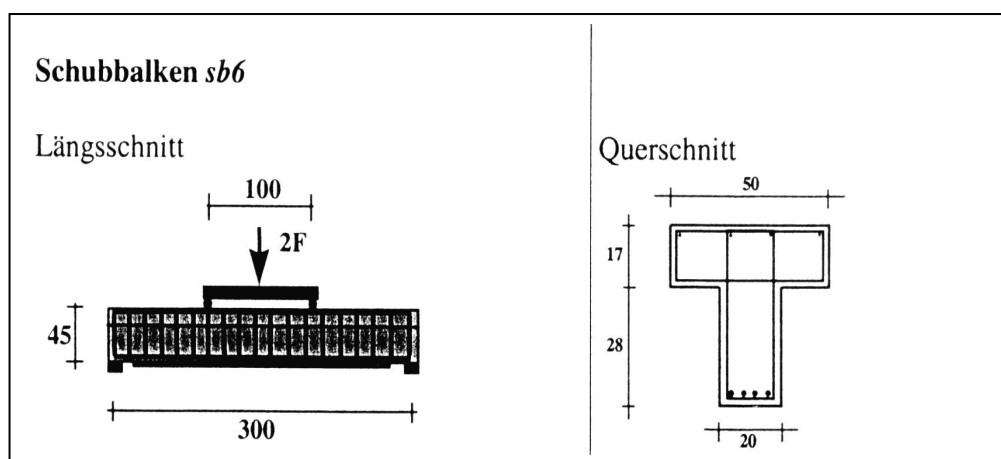


Bild 6.8: Prinzipskizze des Schubversuches Sb6 [106]

Fig. 6.8: Principle of shear test Sb6 [106]

Fig. 6.8: Principe d'essai a la compression Sb6 [106]

Die im Nebenversuch ermittelten Baustoffeigenschaften sind in der Tabelle 6.8 angegeben.

Beton	Betonstahl	Stahllaschen
B 45 $\beta_{w200} = 47,3 \text{ MPa}$ $\beta_{oz} = 2,32 \text{ MPa}$	$\beta_s = 568 \text{ MPa}$ $E_s = 200.214 \text{ MPa}$	Lasche 6 mm $\beta_l = 321,7 \text{ MPa}$ $E_f = 201.900 \text{ MPa}$

Tab. 6.8: Eigenschaften der Baustoffe [106]

Tab. 6.8: Material characteristics [106]

Tab. 6.8: Caractéristiques des matériaux [106]

Belastungsablauf

Auf den Versuchskörper wird zuerst gezielt eine Vordehnung der Betonstahlbewehrung von etwa 0,5 ‰ aufgebracht, um für den verstärkten Zustand rechnerisch Dehnungen im Betonstahl über die Streckgrenze hinaus und somit höhere Querkraftbeanspruchungen zu erreichen. Diese Vordehnung wird durch eine vorgegebene Belastung $F_v = 34 \text{ kN}$ mit Hilfe eines Hydraulikzylinders erzeugt. Die Kraft $F_v = 34 \text{ kN}$ entspricht nach dem Nebenversuchsaufbau einem Moment der Vorbelastung von $M_v = 51 \text{ kNm}$. Unter dieser Vorbelastung wurden anschließend die Stahllaschen auf der oben liegenden Seite des Versuchskörpers angeklebt.

Am Ende der Vorbelastungsphase wurde das Rissbild aufgenommen und am Balken farbig markiert. Anschließend wurde der Versuchskörper ausgebaut und dem eigentlichen Bruchversuch unterzogen. Die Belastung erfolgte im statischen Bruchversuch mit nur einem Prüfzylinder (maximale Last des Prüfzylinders = 1000 kN). Es ist hier anzunehmen, dass die Schublaschen im Gegensatz zu den Vorschriften der aktuellen Richtlinie [1997], die für den Schubbereich 2 eine Verankerung der geklebten Stahllaschenbügel in der Druckzone vorsieht, lediglich am Balkensteg mit einer vorgegebenen Klebschichtdicke von $t_g = 1 \text{ mm}$ angeklebt wurden (siehe Bild 6.9).

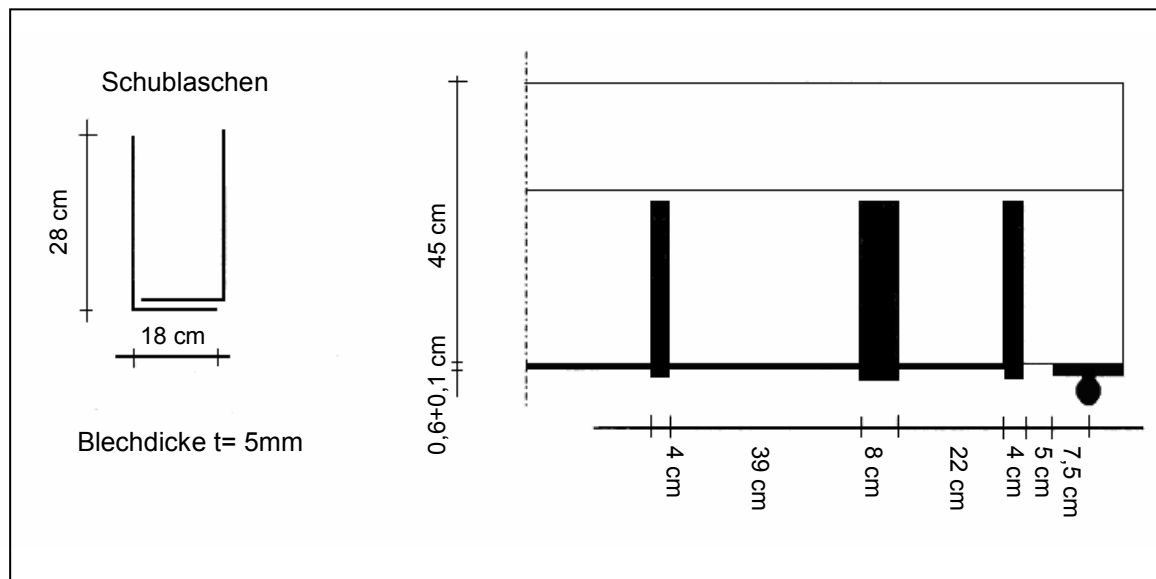


Bild 6.9: Anordnung der geklebten Schublaschen, Sb6 [106]
 Fig. 6.9: Disposition of bond stirrups Sb6, [106]
 Fig. 6.9: Disposition des étriers collés Sb6, [106]

Bruchlast und Bruchart

Nach den einzelnen Laststufen LS1 bis LS4 wurde das Rissbild auf dem Balken farbig markiert. Insbesondere in den auflagernahen Bereichen war während der Laststufen 3 und 4 eine Bildung von schräg verlaufenden Schubrisen erkennbar.

Noch bei der Laststufe 3 ($F = 165 \text{ kN}$) konnten keine Entkoppelungen des Klebeverbundes der Stahlflaschen festgestellt werden. Erst bei einer Laststeigerung bis zur Laststufe 4 ($F=220 \text{ kN}$) wurden schräg verlaufende Schubrisse mit großen Rissbreiten beobachtet. Kurz danach erfolgte schlagartig die Ablösung der beiden äußeren Schublaschen.

b) Nachrechnung für die Biegetragfähigkeit

Die Querschnitts- und Materialkennwerte der Nachrechnung sind in der Tabelle 6.9 angegeben. Der Plattenbalken wird durch TFC-Verstärkung berechnet.

Beton	Betonstahl	TFC®-Gewebe
$f_c = 35 \text{ MPa}$ $b_f = 0,50 \text{ m}$ $b_w = 0,20 \text{ m}$ $h_f = 0,17 \text{ m}$ $h = 0,45 \text{ m}$ $d_s = 0,41 \text{ m}$	$f_y = 568 \text{ MPa}$ $E_s = 200.214 \text{ MPa}$ $A_s = 12,600 \text{ cm}^2$	$\text{grenz}\varepsilon_f = 8,33 \text{ ‰}$ $E_f = 105.000 \text{ MPa}$ $\sigma_f = \text{grenz}\varepsilon_f \cdot E_f = 875 \text{ MPa}$ Für die Querschnittsfläche werden 3 Fälle unterschieden: 1- $A_f = 200 \cdot 0,43 \cdot 2 = 1,72 \text{ cm}^2$ 2- $A_f = 200 \cdot 0,43 \cdot 3 = 2,58 \text{ cm}^2$ 3- $A_f = 200 \cdot 0,43 \cdot 5 = 4,30 \text{ cm}^2$

Tab. 6.9: Eigenschaften der Baustoffe

Tab. 6.9: Material characteristics

Tab. 6.9: Caractéristiques des matériaux

Die Nachrechnung erfolgt im Anhang D, Tab. D-16 bis Tab. D-20. In Tabelle 6.10 werden die Ergebnisse zusammengestellt

c) Nachrechnung für die Deckung der Zugkraftlinie bzw. Endverankerungsnachweis

Die Nachrechnung erfolgt analog zu Abschnitt 6.5.2.c In Tabelle 6.10 werden die Ergebnisse zusammengefasst. Siehe im Anhang D, Tab. D-21 bis Tab. D-26.

	Nichtlineares Modell						
A_f	T_{\max} [kN]	$l_{t\max}$ [mm]	$l_{t\text{vorh}}$ [mm]	T [kN]	F_{fu} [kN]	grenz ε_f [‰]	M_{uvv} [kNm]
2 Lag.	54,92	124,83	124,83	54,92	80,64	4,47	297,01
3 Lag.	62,53	142,12	142,12	62,53	89,70	3,31	299,40
5 Lag.	73,64	167,36	167,36	73,64	102,00	2,26	300,05

	Bilineares Modell						
A_f	T_{\max} [kN]	$l_{t\max}$ [mm]	$l_{t\text{vorh}}$ [mm]	T [kN]	F_{fu} [kN]	grenz ε_f [‰]	M_{uvv} [kNm]
2 Lag.	62,22	141,42	126,91	61,57	90,21	5,00	301,25
3 Lag.	76,21	173,20	152,30	75,10	106,19	3,92	305,50
5 Lag.	98,39	223,60	190,80	96,27	129,12	2,86	312,15

Tab. 6.10: Ergebnisse der Nachrechnung für den Endverankerungsnachweis von Versuchsbalken, München 2000

Tab. 6.10: Calculation results of end sheet anchoring of test beams, München 2000

Tab. 6.10: Résultats de calcul d'ancrage de l'extrémité du tissu de la poutre d'essai, München 2000

Aus der Tabelle kann ähnlich wie im vorigen Beispiel festgestellt werden, dass die maximal verankerbare Zugkraft erheblich kleiner ist als die bei TFC[®]-Gewebe bei Biegung aufnehmbare Zugkraft. Als Beispiel dafür gilt: 5 lagiges TFC[®]-Gewebe ermöglicht ein rechnerisches Bruchmoment der reinen Biegetragfähigkeit $M_{uv} = 410 \text{ kNm}$. Dagegen wird ein rechnerisches Bruchmoment der Verbundtragfähigkeit von $M_{uv} = 312,15 \text{ kNm}$ ermittelt.

Dies entspricht einem Verhältnis zwischen der Verbund- und der reinen Biegetragfähigkeit von $\frac{312,15}{410} = 76,13 \%$. Das bedeutet, dass die gesamte Biegetragfähigkeit durch die Verbundtragfähigkeit bestimmt wird.

d) *Nachrechnung für die Schubtragfähigkeit einschließlich Schubverankerungsnachweis*

Für diese Nachrechnung wird der Fall mit der 5-lagigen TFC[®]-Gewebe-Verstärkung herangezogen. Im unverstärkten Zustand beträgt das Bruchmoment $M_{uo} = 278,23 \text{ kNm}$. Dies entspricht einer Bruchkraft von $V_{uo} = 278 \text{ kN}$. Um diese Bruchkraft zu gewährleisten, muss eine innere Schubbewehrung von $a_{sw} = 10,06 \text{ cm}^2$ (zweischnittige Bügel $\Phi 8/10$) angeordnet werden.

Für den verstärkten Zustand wird rechnerisch eine Bruchkraft von $V_{uv} = 315 \text{ kN}$ ermittelt. Diese Bruchkraft ergibt sich aus dem rechnerischen Bruchmoment der Verbundtragfähigkeit (bilineares Modell). Mit dieser Bruchquerkraft wird die Bemessung durchgeführt.

a) Standardverfahren

$$V_{uv} = V_c + V_w + V_f$$

- $V_c = V_{Rd1} \cdot \gamma_c = 1,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot b_w \cdot d$

$$\text{B45} \Rightarrow \tau_{Rd} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$K = 1,6 - 0,41 = 1,19$$

$$\rho_l = \frac{10,06}{20 \cdot 41} = 1,23 \%$$

$$V_c = 0,07925 \text{ MN} = 79,25 \text{ kN}$$

- $V_w = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot z$

$$V_w = 203,43 \text{ kN}$$

- $V_f = 315 - 79,25 - 203,43 = 32,32 \text{ kN}$

$$V_f = 32,32 \text{ kN}$$

$$a_{fw} = \frac{V_f}{\sigma_{fw} \cdot z} = \frac{32,32 \cdot 10^{-3}}{875 \cdot 0,9 \cdot 0,43} = 0,954 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{fw} = 0,954 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{erf } b_f = 221,86 \text{ mm/m}$$

$$\max S_f = 338 \text{ mm}$$

Gewählt: $S_f = 300 \text{ mm}$

b) Verfahren der veränderlichen Druckstrebenneigung

$$V_{Rd, sy} = V_{wd} + V_{fd} \quad \Rightarrow \quad V_{uv} = V_w + V_f$$

$$\bullet \quad V_w = a_{sw} \cdot f_{yk} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad \alpha = 90^\circ$$

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd, c}}{V_{Ed}}} \leq 3,0 \quad \sigma_{cd} = 0$$

$$V_{Rd, c} = \beta_{ct} \cdot 0,10 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_w \cdot z$$

$$V_{Rd, c} = 57,94 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Rd, c}}{V_{Ed}} = \frac{V_{Rd, c} \cdot \gamma_C}{V_{uv}} = 0,276$$

$$\cot \theta \leq \frac{1,2}{1 - 0,276} = 1,65$$

$$V_w = 325,48 \text{ kN} > V_{uv} \quad \Rightarrow \quad \text{Kein TFC}^{\text{®}}\text{-Gewebe erforderlich.}$$

c) Schubverankerungsnachweis

1) Nachweiskonzept gemäß den französischen Richtlinien

$$V_f = 32,32 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad V_{fd} = \frac{V_f}{\gamma_c} = 26,93 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{V_{fd}}{2 \cdot L \cdot \bar{l}} \leq 1,5 \text{ MPa}$$

$$L \geq \frac{V_{fd}}{2 \cdot \bar{l} \cdot 1,5} = 89,77 \text{ mm}$$

$$L = H - \bar{l} \quad \Rightarrow \quad H = 189,77 \text{ mm}$$

$$a_f = 210,85 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{erf } b_f = 490,36 \text{ mm/m}$$

$$\max S_f = 305,89 \text{ mm}$$

Gewählt: TFC[®] 150 und $S_f = 300$ mm

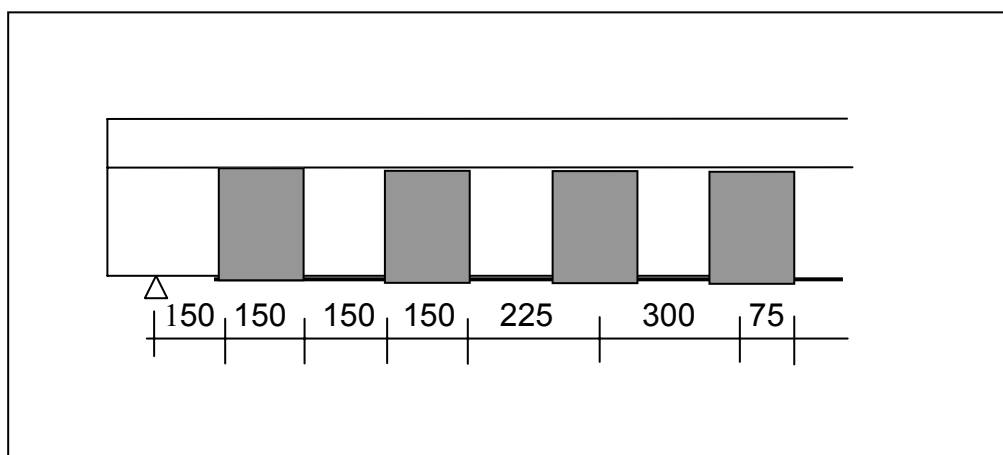


Bild 6.10: Anordnung der TFC[®]-Schubbügel innerhalb von 1 Meter

Fig. 6.10: Disposition of TFC[®] stirrups over 1 meter

Fig. 6.10: Disposition du tissu TFC[®] étriers collé sur 1 mètre

2) Erweiterung des französischen Nachweiskonzeptes

Gewählt: 3 TFC[®] 150/280/0,43 mm ($b/h/t$)

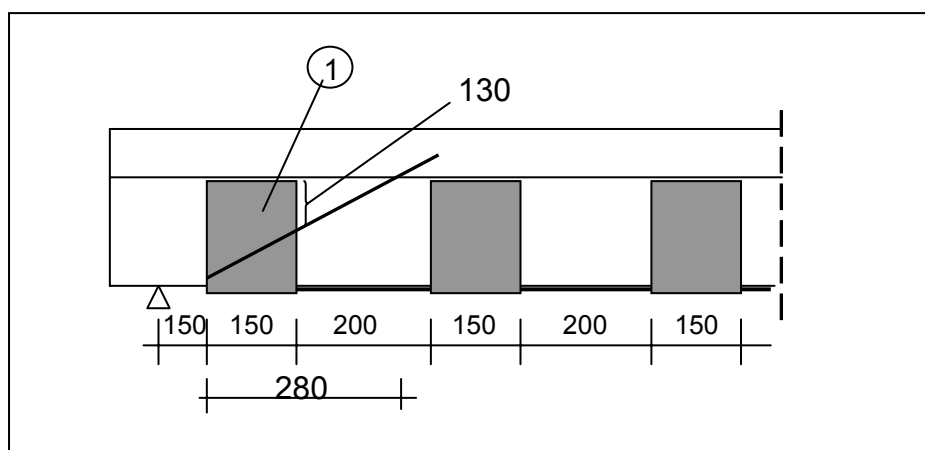


Bild 6.11: Anordnung der Schubbügel nach dem erweiterten französischen Nachweiskonzept

Fig. 6.11: Disposition of stirrups according to the extended French model

Fig. 6.11: Disposition des étriers d'après le modèle français développé

$$L_1 = 150 \text{ mm}$$

$$L_2 = 0$$

$$T_{\max,1} = 150 \cdot 1^{0,32} \cdot 150 = 22,50 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{fd}}{2} = \frac{26,93}{2} = 13,47 \text{ kN} \leq T_{\max,1} \quad \text{O.K.}$$

3) Das erarbeitete Nachweiskonzept

Gewählt 4 TFC[®] 75/280/0,43 mm ($b/h/t$)

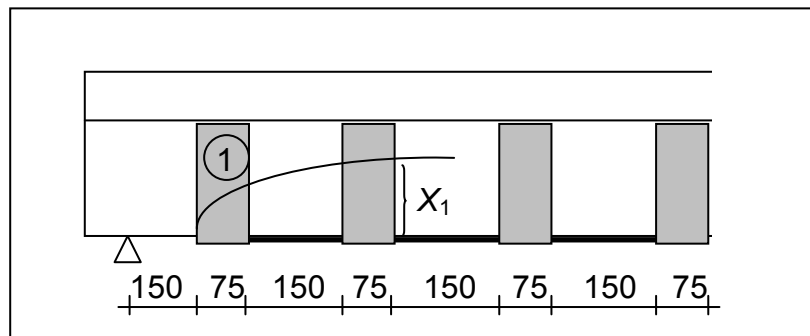


Bild 6.12: Anordnung der Schubbügel nach dem erarbeiteten Nachweiskonzept

Fig. 6.12: Disposition of stirrups according to the new model

Fig. 6.12: Disposition des étriers d'après le nouveau modèle développé

$$a_f = 2,68 \cdot \sqrt[4]{150^3 \cdot 410} = 516,89 \text{ mm}$$

$$Y(x) = \frac{28,44}{(516,89 - 150)} \cdot x^4 = 5,76 \cdot 10^{-7} \cdot x^4$$

$$X_1(300 \text{ mm}) = 151,07 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} L_1 &= 75 + 75 = 150 \text{ mm} \\ L_2 &= 0 \end{aligned}$$

$$T_{\max,1} = 22,50 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{fd}}{2} = 13,47 \text{ kN} \leq T_{\max,1} \quad \text{O.K.}$$

e) *Bewertung der Ergebnisse*

Die Schlussfolgerungen aus der Beispielberechnung können wie folgt zusammengefasst werden:

- Gemäß der weiter oben aufgeführten Nachrechnung ist zur Bestimmung der theoretischen Biegetragfähigkeit des hier behandelten Beispiels mit TFC®-Verstärkung die theoretische Verbundtragfähigkeit maßgebend. Dieser Sachverhalt war auch im Versuch zu beobachten. Im Versuch (Verstärkung mit Stahllaschen) wurde eine geringere Tragfähigkeit des Trägers als die rechnerisch mit TFC®-Verstärkung ermittelte Tragfähigkeit, festgestellt.
- Die Nachrechnung hat außerdem ergeben, dass zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit der Schubverankerungsnachweis maßgebend ist.
- Eine Gegenüberstellung der drei Nachweiskonzepte für die Schubtragfähigkeit zeigt folgende Ergebnisse:
- Das eigene erarbeitete Verankerungsnachweiskonzept ist günstiger (4 TFC 75 x 280 x 0,43 mm) ausgefallen als das erweiterte Nachweiskonzept gemäß der französischen Richtlinien (3 TFC 150 x 280 x 0,43 mm). Das erarbeitete Konzept liefert wiederum günstigere Ergebnisse als das Konzept gemäß den französischen Richtlinien (4 TFC 150 x 280 x 0,43 mm). Um eine allgemeingültige Aussage über die drei Nachweiskonzepte zu ermöglichen, müssen Versuche durchgeführt werden.

6.5.5 Beispielbalken Braunschweig CFK-Lamellen [68]

a) Beispielbeschreibung

In diesem Beispiel handelt es sich nicht um eine Versuchsnachrechnung, sondern um eine Beispielrechnung. Dieses Bemessungsbeispiel wurde im [68] behandelt. Hierbei wurden als Verstärkungsmaterial die Stahllaschen und die CFK-Lamellen verwendet.

In diesem Abschnitt wird der Träger mit einer TFC®-Gewebe Verstärkung neu bemessen. Die Ergebnisse werden denen von Neubauer [68] gegenübergestellt. Anschließend wird eine Bewertung vorgenommen. Hier dienen als Grundlage zur Biege- und Schubbemessung EC 2 [67] bzw. DIN 1045-1[27].

Vorgaben:

Der zweifeldrige Plattenbalken hat die im Bild 6.14 dargestellte Geometrie und Bewehrung. Es ist eine Nutzlasterhöhung des Balkens um 15 kN/m geplant. Die Biege- und Schubtragfähigkeit sind erforderlichenfalls zu erhöhen.

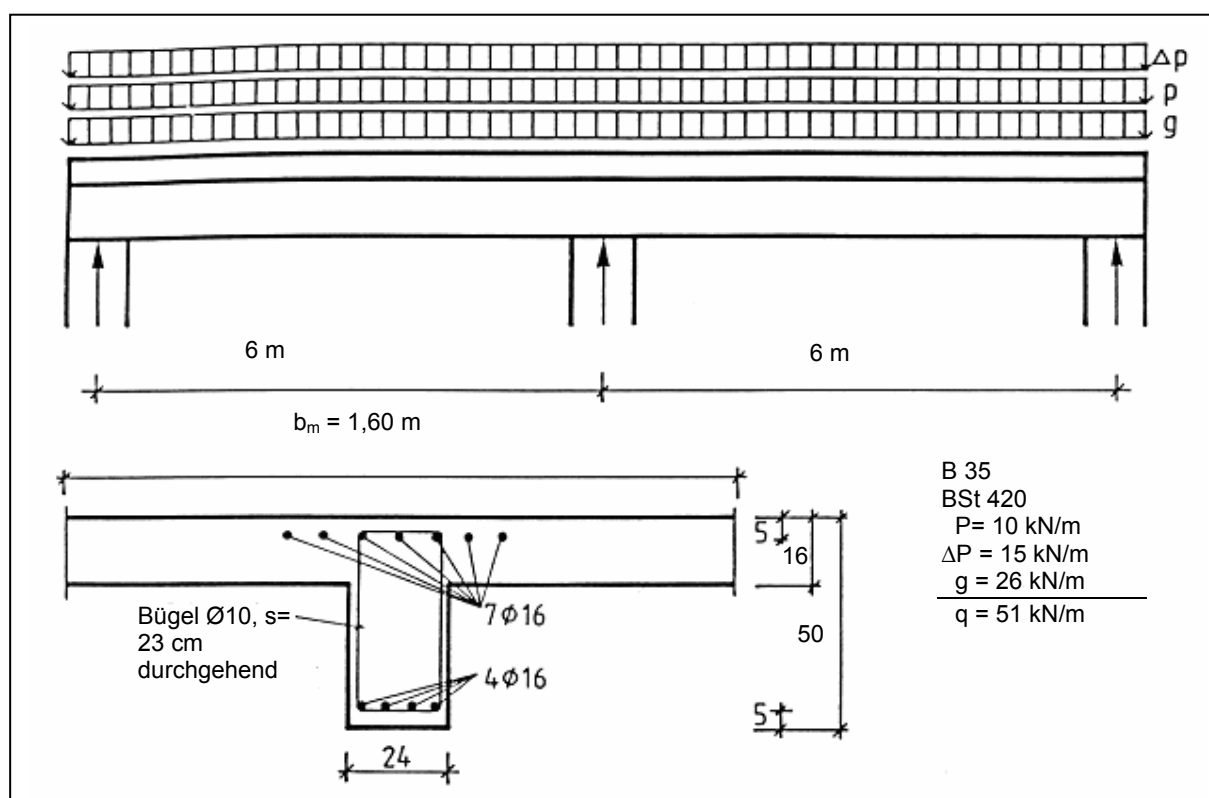


Bild 6.13: Unverstärkter Plattenbalken, Bewehrung, Baustoffe, Belastung [68]

Fig. 6.13: Non-strengthened T beam, reinforcement, material, loading [68]

Fig. 6.13: Poutre en T non renforcée, armatures, matériaux, chargement [68]

Die Baustoffe sind im Tabelle 6.11 angegeben

Beton	Betonstahl
B 35 $\beta_w = 35 \text{ MPa}$	BSt 420 $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ $A_{s,\text{feld}} = 8,04 \text{ cm}^2$ $A_{s,\text{stütze}} = 14,10 \text{ cm}^2$

Tab. 6.11: Eigenschaften der Baustoffe

Tab. 6.11: Material characteristics

Tab. 6.11: Caractéristiques des matériaux

b) Nachrechnung für die Biegetragfähigkeit

I.Feld

Bruchmoment im verstärkten Zustand:

Versagen des TFC[®]-Gewebes maßgebend $\Rightarrow \gamma_f = 1,20$

$$M_{uv} = [0,070 \cdot 26 \cdot 6^2 \cdot 1,35 + 0,096 \cdot 25 \cdot 6^2 \cdot 1,5] \cdot 1,20 = 262 \text{ kNm}$$

Biegebruchmoment im unverstärkten Zustand:

Mit Hilfe des Programms ($\varepsilon_{s1} = 20 \text{ ‰}$) bekommt man:

$$M_{uo} = 149,50 \text{ kNm}$$

Von Hand mit $z \cong 0,97 \cdot d$ (d statische Nutzhöhe)

$$M_{uo} = A_s \cdot f_{yk} \cdot z = 147,50 \text{ kNm}$$

Weitergerechnet mit $M_{uo} = 149,50 \text{ kNm}$

Dehnungszustand unter Eigengewicht (Zustand II):

$$M_{gk} = 0,07 \cdot 26 \cdot 6^2 = 65,52 \text{ kNm}$$

Mit Hilfe des Programms \Rightarrow

$$\begin{aligned}\varepsilon_{c,o} &= 0,16 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{s1} &= 0,92 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{f0} &= 1,04 \text{ ‰}\end{aligned}$$

Erforderliche TFC®-Querschnitt:

a) $\Delta M_u = 262 - 149,50 = 112,50 \text{ kNm}$

$$\text{erf } A_f = \frac{\Delta M_u}{z_f \cdot \sigma_f} \quad \sigma_f (\text{grenz} \varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰} = 875 \text{ MN/m}^2)$$

$$z_f = 0,97 \cdot 0,50 = 0,485 \text{ m}$$

$$\text{erf } A_f = 2,65 \text{ cm}^2$$

b) Aus den erarbeiteten Bemessungshilfen (EVB)

$$\varepsilon_{fo} = 1,04 \text{ ‰}$$

$$\mu_{sdf} = \frac{M_{uv} + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d_f^2 \cdot f_c} = \frac{262 \cdot 10^{-3} \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot 0,05}{1,60 \cdot 0,50^2 \cdot 30} = 0,023$$

$$\begin{aligned}\mu_{sdf} = 0,023 &\Rightarrow \xi = 0,0733 \\ &\Rightarrow x = 0,0733 \cdot 0,50 = 0,037 \text{ m} < h_f = 0,16 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\omega_f = 0,0238 \quad \Rightarrow \quad A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot (\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1})$$

$$A_f = 2,67 \text{ cm}^2$$

Gewählt 3 Lagen TFC®-Gewebe

$$A_{fprov} = 3 \cdot 24 \cdot 0,43 \cdot 10^{-1} \approx 3,10 \text{ cm}^2$$

c) Aus dem Programm bekommt man mit 3 Lagen (siehe Anhang D)

$$M_{uv} \approx 265 \text{ kNm}$$

$$\text{Innenbewehrung: } \varepsilon_{s1} = 6,56 \text{ ‰} \quad \Rightarrow \quad F_{s1} \approx 337,68 \text{ kN}$$

$$\text{TFC}^{\text{®}}\text{-Gewebe: } \varepsilon_{s1} = 8,33 \text{ ‰} \quad \Rightarrow \quad F_{s1} \approx 270,80 \text{ kN}$$

II. Stütze

Bruchmoment im verstärkten Zustand:

$$\text{Versagen des TFC}^{\text{®}}\text{-Gewebes maßgebend} \quad \Rightarrow \quad \gamma_f = 1,20$$

$$M_{uv} = -[0,125 \cdot 6^2 \cdot (26 \cdot 1,35 + 25 \cdot 1,50)] \cdot 1,20 = 392,04 \text{ kNm}$$

Biegebruchmoment im unverstärkten Zustand

Von Hand mit $z \cong 0,85 \cdot d$

$$M_{uo} = A_s \cdot f_{yk} \cdot z = 14,1 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot 0,85 \cdot 0,45 = 226,50 \text{ kNm}$$

$$\text{Mit Hilfe des Programms} \quad \Rightarrow \quad M_{uo} = 228 \text{ kNm}$$

Weitergerechnet mit $M_{uo} = 228 \text{ kNm}$

Erforderlicher Biegeverstärkungsgrad:

$$\text{erf } \eta_B = \frac{392,04}{228} = 1,72 < \max \eta_B = 2,0$$

Dehnungszustand unter Eigengewicht (Zustand II)

$$\begin{aligned} M_g = -117 \text{ kNm} &\Rightarrow \varepsilon_{c,o} = 0,78 \text{ ‰} \\ &\varepsilon_{s,o} = 1,03 \text{ ‰} \\ &\varepsilon_{f,o} = 1,23 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Erforderlicher TFC®-Querschnitt:

$$\Delta M_u = 392,04 - 228 = 165,54 \text{ kNm}$$

$$\text{erf } A_f = \frac{\Delta M_u}{z_f \cdot \sigma_f}$$

$$z_f = 0,96 \cdot d_f = 48 \text{ cm}$$

$$\text{erf } A_s = \frac{165,54 \cdot 10^{-3}}{0,48 \cdot 875} = 3,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gewählt 4 Lagen TFC®-Gewebe} \quad A_{s,prov} = 4 \cdot 24 \cdot 0,43 \cdot 10^{-1} = 4,128 \text{ cm}^2$$

c. Berechnung für die Deckung der Zugkraftlinie bzw. Endverankerungsnachweis

I. Feld

Das Versatzmaß ist $v = 0,75 \cdot d_m \approx 0,34 \text{ m}$

Es wird hier nur das bilineare Verbundgesetz verwendet:

1) Im Endauflager

$$T_{\max} = 150 \cdot n_f^{0,5} \cdot b_l$$

$$T_{\max} = 150 \cdot 3^{0,5} \cdot 240 = 62,354 \text{ kN}$$

$$l_{t\max} = 100 \cdot n_f^{0,5} = 173,20 \text{ mm}$$

Mit Hilfe der Gleichungen der Zugkraftlinien $F_{su(x)}$ und $F_{u(x)}$ bzw. aus Bild 6.14 kann am Ende E von $l_{t,max}$, gemessen vom TFC[®]-Gewebe am Endauflager, die vorhandene TFC[®]-Zugkraft ermittelt werden:

$$vor F_{fE} = 113 \text{ kN}$$

Diese Kraft ist größer als die verankerbare Verbundbruchkraft T_{max} . Es stellt sich die Frage: Wie kann man die verankerbare Verbundbruchkraft T_{max} erhöhen?

Das ist auf den ersten Blick nur möglich, wenn man die Lagenanzahl des TFC[®]-Gewebes erhöht. Außer dieser Maßnahme könnte man sich vorstellen, das TFC[®]-Gewebe breiter als die Stegbreite zu wählen. Der Überschuss an TFC[®]-Gewebe-Breite sollte entlang des Stegs geklebt werden. Diese Maßnahme könnte auch die maximale Verbundbruchkraft erhöhen. Zur Klärung dieser Problematik müssen Versuche durchgeführt werden.

- Erhöhung der Lagenanzahl auf $n_f = 5$

$$T_{max} = 80,49 \text{ kN} < vorhF_{fE} \quad (\text{Nachweis nicht erfüllt})$$

Dies bedeutet, dass mit einer Lagenanzahl des TFC[®]-Gewebes von $n_f = 3$ bzw. 5 der gewünschte Verstärkungsgrad $\eta = 1,77$ theoretisch nicht erzielt werden kann.

Eine Rückrechnung mit dem Programm bei einer Lagenanzahl des TFC[®]-Gewebes von $n_f = 3$ bzw. 5 gibt einen Verstärkungsgrad $\eta = 1,42$ bzw. 1,51 (siehe Anhang D, Tab. D-27 bis Tab. D-31).

2) Am Zwischenaufleger

Da das TFC[®]-Gewebe hier über den Zugkraftbereich hinausgezogen werden kann, ist die Verankerung unproblematisch.

II. Stütze

Auch im Bereich des Stützmomentes kann die Lamelle über den Zugkraftbereich hinausgezogen werden, so dass die Verankerung unproblematisch ist.

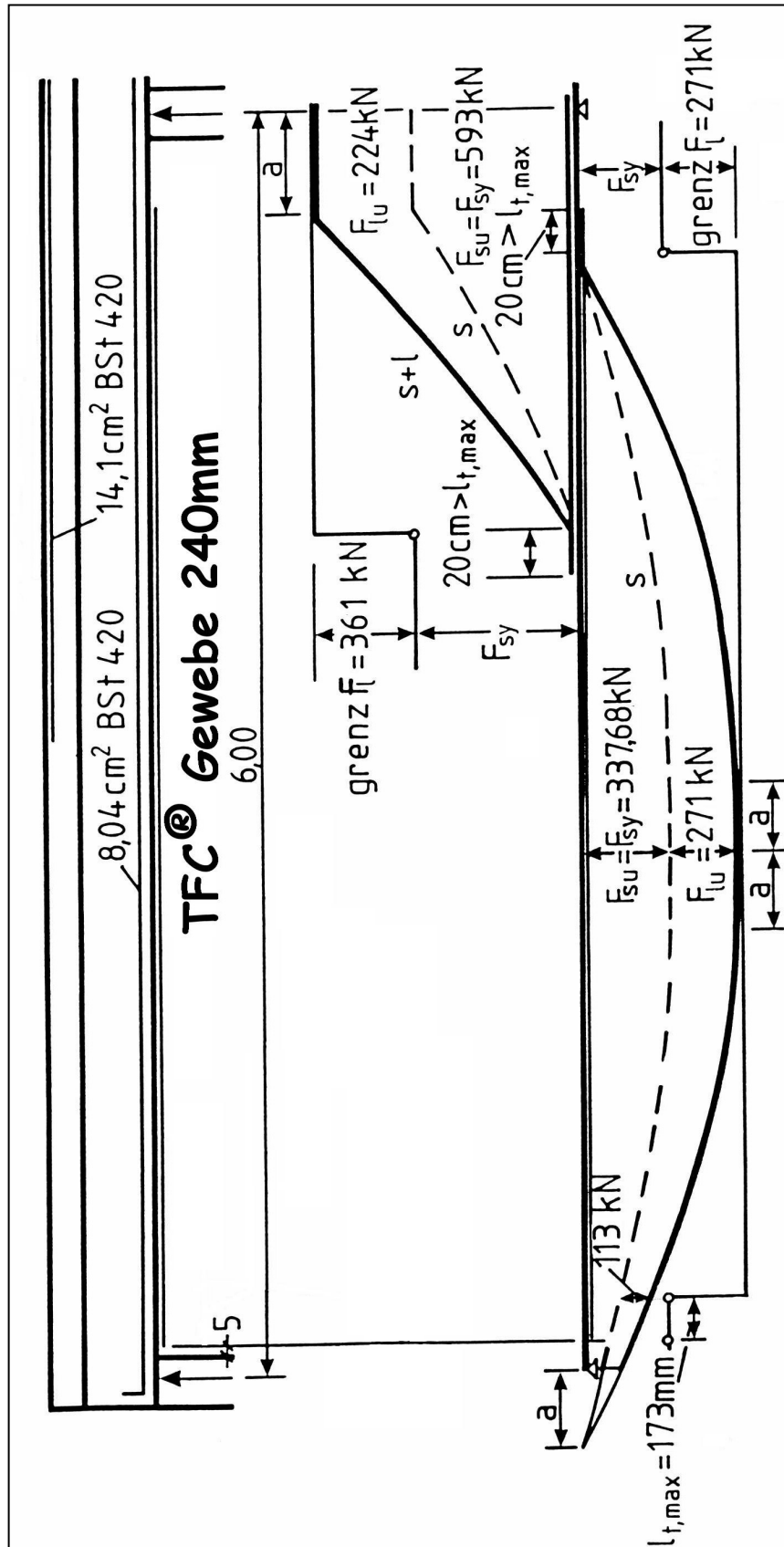


Bild 6.14: Zugkraftdeckung und TFC®-Gewebeverankerung am verstärkten Balken

Fig. 6.14: Traction blocking and anchorage of TFC® of reinforced beam

Fig. 6.14: Ancrage et tension du tissu TFC® dans la poutre renforcée

d) *Nachrechnung für die Schubtragfähigkeit einschließlich Schubverankerungsnachweis*

Die maßgebende Querkraft ist die am Auflager B.

Im verstärkten Zustand:

$$V_{Bl} = 0,625 \cdot 6 \cdot (26 \cdot 1,35 + 25 \cdot 1,5) \cdot 1,2 = 326,70 \text{ kN}$$

V_{Bl}^* im Abstand $1,0 d$ vom Auflager

$$V_{Bl}^* = 326,70 - (26 \cdot 1,35 + 25 \cdot 1,5) \cdot 1,2 \cdot (0,12 + 0,45) = 277,04 \text{ kN}$$

$$V_{uv} = V_{Bl}^* = 277,04 \text{ kN}$$

a) Standardverfahren:

$$V_{uv} = V_c + V_w + V_f$$

- $V_c = V_{Rd1} \cdot \gamma_c = 1,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot b_w \cdot d$

$$\text{C30/37 (B35)} \quad \Rightarrow \quad \tau_{Rd} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$k = 1,6 - 0,45 = 1,15$$

$$\rho_l = \frac{8,04}{24 \cdot 45} = 0,744 \%$$

$$V_c = 1,5 \cdot 0,28 \cdot 1,15 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0074) \cdot 0,24 \cdot 0,45 = 78,04 \text{ kN}$$

- $V_w = a_{sw} \cdot f_{ywk} \cdot z$

$$V_w = 6,8 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot 0,9 \cdot 0,45 = 0,115668 \text{ MN} = 115,668 \text{ kN}$$

$$V_w = 115,68 \text{ kN}$$

- $V_f = 277,04 - 78,04 - 115,668 = 83,332 \text{ kN}$

$$a_{fw} = \frac{V_f}{\sigma_{fw} \cdot z} = \frac{83,332 \cdot 10^{-3}}{875 \cdot 0,9 \cdot 0,50} = 2,116 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{erfb}_f / \text{m} = 492 \text{ mm/m}$$

Gewählt: TFC®-Gewebe 200 $\max S_f = 406 \text{ mm}$

Gewählt $S_f = 400 \text{ mm}$

b) Verfahren der veränderlichen Druckstrebenneigung:

$$V_{uv} = V_W + V_f$$

- $V_W = a_{sw} \cdot f_{ywk} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad \alpha = 90^\circ$

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \leq 3,0$$

$$\sigma_{cd} = 0$$

$$V_{Rd,c} = 2,40 \cdot 0,10 \cdot 1 \cdot 30^{1/3} \cdot 0,24 \cdot 0,9 \cdot 0,45 = 72,49 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}} = \frac{V_{Rd,c} \cdot \gamma_c}{V_{uv}} = 0,39$$

$$\cot \theta \leq \frac{1,2}{1 - 0,39} = 1,97$$

$$V_W = 6,8 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot 0,9 \cdot 0,45 \cdot 1,97 = 227,87 \text{ kN}$$

- $V_f = 277,04 - 227,87 = 49,17 \text{ kN}$

$$V_f = a_{fw} \cdot \sigma_{fw} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha_f) \cdot \sin \alpha_f \quad \alpha_f = 90^\circ$$

$$a_{fw} = \frac{49,17 \cdot 10^{-3}}{875 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot (1,97 + 0)} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{fw} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{m} < a_{fw,prov} = 2,58 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (Standardverfahren)}$$

c) Schubverankerungsnachweis

1) Nachweiskonzept gemäß den französischen Richtlinien

$$V_f = 83,332 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad V_{fd} = \frac{V_f}{\gamma_f} = \frac{83,332}{1,20} = 69,44 \text{ kN}$$

$$L \geq \frac{V_{fd}}{2 \cdot \bar{l} \cdot 1,5} = 231,466 \text{ mm}$$

$$L = H - \bar{l} \quad \Rightarrow \quad H = 231,46 + 100 = 331,46 \text{ mm}$$

$$A_f = 331,46 \cdot 0,43 \text{ mm}$$

$$\text{erf } b_f / m = 736,59 \text{ mm/m}$$

$$\text{Gewählt:} \quad \text{TFC}^{\text{®}}\text{-Gewebe 200} \quad \max S_f = 271,5 \text{ mm}$$

$$\text{Gewählt} \quad S_f = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Gewählt:} \quad 4 \text{ TFC}^{\text{®}}\text{-Gewebe 200/340/0,43mm} \quad (\text{siehe Bild 6.16})$$

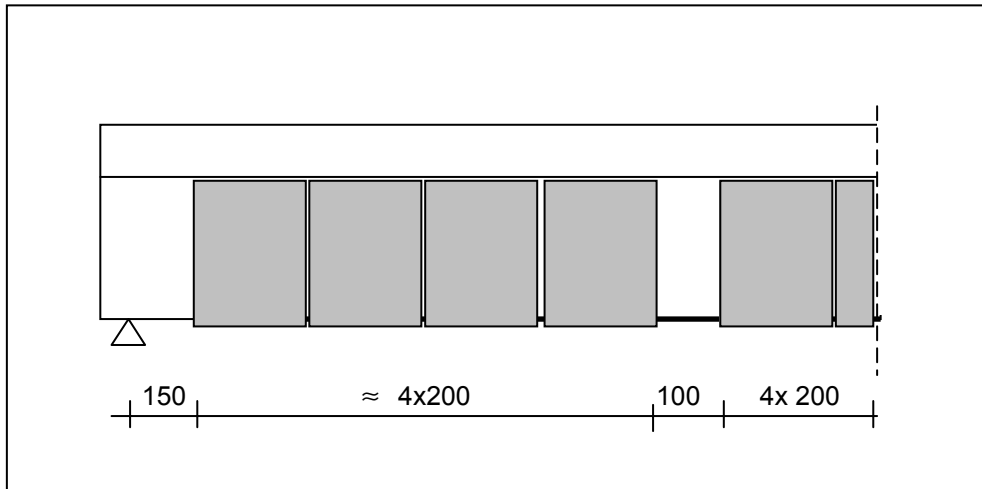


Bild 6.15: Anordnung der Schubhügel nach dem französischen Konzept

Fig. 6.15: Disposition of stirrups according to the French model

Fig. 6.15: Disposition des étriers d'après le modèle Français

2) Erweiterung des französischen Nachweiskonzeptes

Gewählt: 4 TFC[®]-Gewebe 200/340/0,43mm (siehe Bild 6.16)

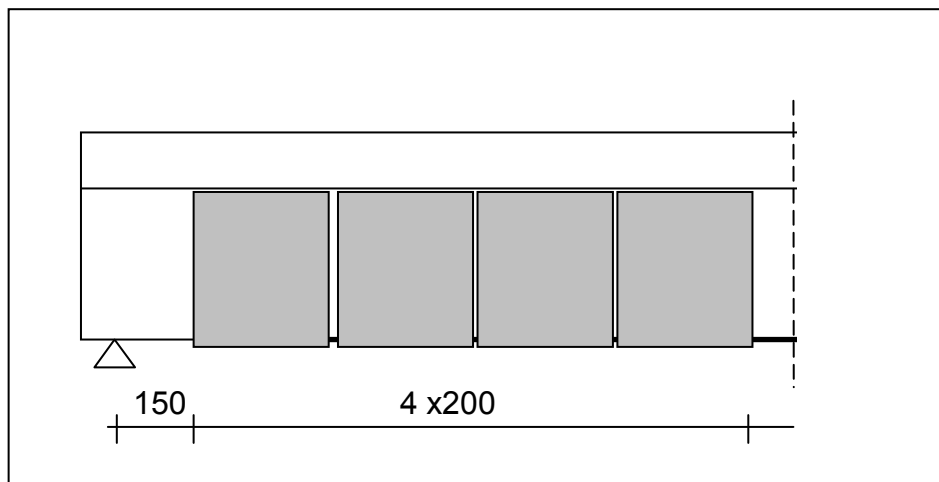


Bild 6.16: Anordnung der Schubhügel nach dem erweiterten französischen Nachweiskonzept

Fig. 6.16: Disposition of stirrups according to the extended French model

Fig. 6.16: Disposition des étriers d'après le modèle Français développé

$$\frac{V_{fd}}{2} \leq T_{\max,1} + T_2$$

$$L_1 = 240 \text{ mm}$$

$$L_2 = 100 \text{ mm}$$

$$T_{\max,1} = 150 \cdot 240 = 36 \text{ kN}$$

$$T_{\max,1} > \frac{V_{fd}}{2} = 34,72 \text{ kN} \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

3) Das erarbeitete Nachweiskonzept

Gewählt: 3 TFC®-Gewebe 200/340/0,43mm (siehe Bild 6.17)

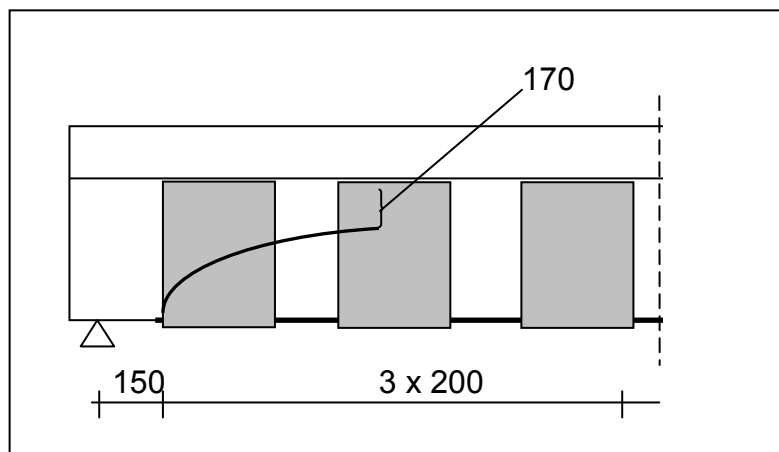


Bild 6.17: Anordnung der Schubbügel nach dem erarbeiteten Nachweiskonzept

Fig. 6.17: Disposition of stirrups according to the new model

Fig. 6.17: Disposition des étriers d'après le nouveau modèle développé

$$a_f = 2,68 \cdot \sqrt[3]{150^3 \cdot 450} = 529,06 \text{ mm}$$

$$y(x) = \frac{28,44}{(529,06 - 150)^3} \cdot x^4 = 5,22 \cdot 10^{-7} \cdot x^4$$

$$L_1 = 279,06 \text{ mm}$$

$$L_2 = 0$$

$$T_{\max, I} = 150 \cdot 279,06 = 41,86 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{fd}}{2} = 34,72 \text{ kN} < T_{\max, I} \quad \text{Nachweis erfüllt!}$$

e) Bewertung der Ergebnisse

Aus der Auswertung der Ergebnisse können ähnliche Erkenntnisse wie in der vorigen Nachrechnung (in Abschnitt 6.7) gewonnen werden:

- Die gesamte Biegetragfähigkeit wird von der Verbundtragfähigkeit bestimmt
- Der theoretisch mit einer Verstärkung mit CFK-Lamelle erreichbare Verstärkungsgrad $\eta_B = 1,77$ kann mit einer TFC-Verstärkung aufgrund der Verbundtragfähigkeit nicht erreicht werden. Mit der TFC-Verstärkung könnte nur ein Verstärkungsgrad $\eta_B = 1,50$ erzielt werden. Es sollten Überlegungen angestellt werden, um die theoretische Verbundtragfähigkeit der TFC®-Gewebe erhöhen zu können. Eine Maßnahme dazu wäre, die TFC®-Zugbewehrung breiter als die Stegbreite zu wählen. Der Überschuss der TFC®-Breite soll entlang des Stegs geklebt werden.
- Hier könnte die im verstärkten Zustand vorhandene Querkraft durch die innere Schubbewehrung und eine TFC®-Schubbewehrung problemlos aufgenommen werden. Hierbei ist das erarbeitete Verankerungsnachweiskonzept günstiger als das Konzept gemäß den französischen Richtlinien und das erweiterte Konzept. Der Verankerungsnachweis wird auch erbracht, wenn die TFC®-Schubbewehrung in der Zugzone verankert wird.

6.6. *Versuchsvorschlag zur Bestätigung des theoretischen Schubnachweises (Schubbemessung und Schubverankerungsnachweis)*

6.6.1 *Allgemeines*

Im Rahmen dieser Arbeit konnten aufgrund nicht ausreichend vorhandener Finanzierungsmittel keine Schubversuche durchgeführt werden, um die Gültigkeit des hier erarbeiteten theoretischen Schubnachweises untermauern zu können. Nachfolgend wird ein Vorschlag gemacht, wie solche Nachweisversuche aussehen könnten.

Die innere Schubbewehrung, die innere Zugsbewehrung, die äußere geklebte TFC®-Zug- und Schubbewehrung wurden so dimensioniert, dass ein Schubversagen sowohl im unverstärkten als auch im verstärkten Zustand theoretisch maßgebend wird. Dies bedeutet, dass Schubversagen vor dem Biegeversagen eintritt.

In Tabelle 6.12 sind alle Versuchsparameter zur Schubproblematik zusammengefasst.

Bei allen Schubversuchen sollen in der Querschnittsabmessungen identische TFC®-Zuggewebe (200 mm x 0,43 mm, 2 Lagen) zum Einsatz kommen. Als Betonstahllängsbewehrung werden Betonstähle S500 mit 20 mm Durchmesser verwendet. Als innere Schubbewehrung werden Bügel mit 8 mm Durchmesser im Abstand $s = 15,0$ cm eingelegt. Die Bemessung der Bauteile erfolgte nach den Regelungen des EC2.

Insgesamt werden 3 Versuchskörper vorgeschlagen. Der erste Versuchskörper SbL1 soll als Referenzbalken dienen. Dieser Referenzbalken beschreibt den unverstärkten Zustand. Die Versuchskörper SbL2 und SbL3 werden beide in gleichem Maße mit TFC®-Gewebe als äußere geklebte Zug- und Schubbewehrung verstärkt. Hierbei werden die TFC®-Schubbewehrung in Abweichung von den Festlegungen der aktuellen Richtlinie zur Verstärkung nicht in der Druckzone verankert. Sie werden nur über die gesamte Steghöhe des Plattenbalkens geklebt.

Der Unterschied zwischen SbL2 und SbL3 besteht nur in der Versuchsdurchführung. Der Versuchskörper SbL2 wird vor dem Kleben des TFC®-Gewebes entlastet. Anschließend soll das Kleben nur unter Eigengewicht erfolgen. Dagegen wird der Versuchskörper SbL3 nur teilweise (z.B. 50%) entlastet.

6.6.2 *Versuchskörper und Versuchsaufbau*

Bei der Konzeption der Versuchskörper der Schubversuche werden folgende Ziele verfolgt:

- Alle Versuchskörper werden so dimensioniert, dass Schubversagen vor Biegeversagen eintritt.
- Ungünstige Belastung mit Einzellasten

- Hoher Verstärkungsgrad
- Ungünstiges Verhältnis der Schubslankheit für Schubversagen ($a/h=2,5$)
- Vermeidung auflagnaher Einzellasten ($a/h>2,0$)
- Innere Schubbügel nicht ausreichend für den verstärkten Zustand

Tabelle 6.12 zeigt die Versuchsparameter zusammengefasst. Die Betondeckung soll bei allem Versuchskörper 3,5 cm betragen.

In Bild 6.18 und Bild 6.19 sind die Querschnitte und die Versuchskörper dargestellt.

Der Abstand Auflagerachse – TFC®-Zuggewebe Ende soll 150 mm sein.

Schubversuch	2 Lagen Zuggewebe			Innere Bewehrung			3 TFC®- Schubbewehrung/m		
	b_f [mm]	t_f [mm]	l_f [mm]	a_{sw} [cm ² /m] (Ø8/15)	A_s [cm ² /m] (4Ø20)	h_m [cm ² /m]	b_{fw} [mm]	t_{fw} [mm]	h_{fw} [mm]
SbL1	200	0,43	2700	6,72 (Ø8/15)	12,60 (4Ø20)	0,405	150	0,43	280
SbL2	200	0,43	2700	6,72 (Ø8/15)	12,60 (4Ø20)	0,405	150	0,43	280
SbL3	200	0,43	2700	6,72 (Ø8/15)	12,60 (4Ø20)	0,405	150	0,43	280

Tabelle 6.12: Versuchsparameter der vorgeschlagenen Schubversuche

Tabel 6.12: Parameters of proposed shear tests

Tableau 6.12: Parametres des corps d'essais proposés

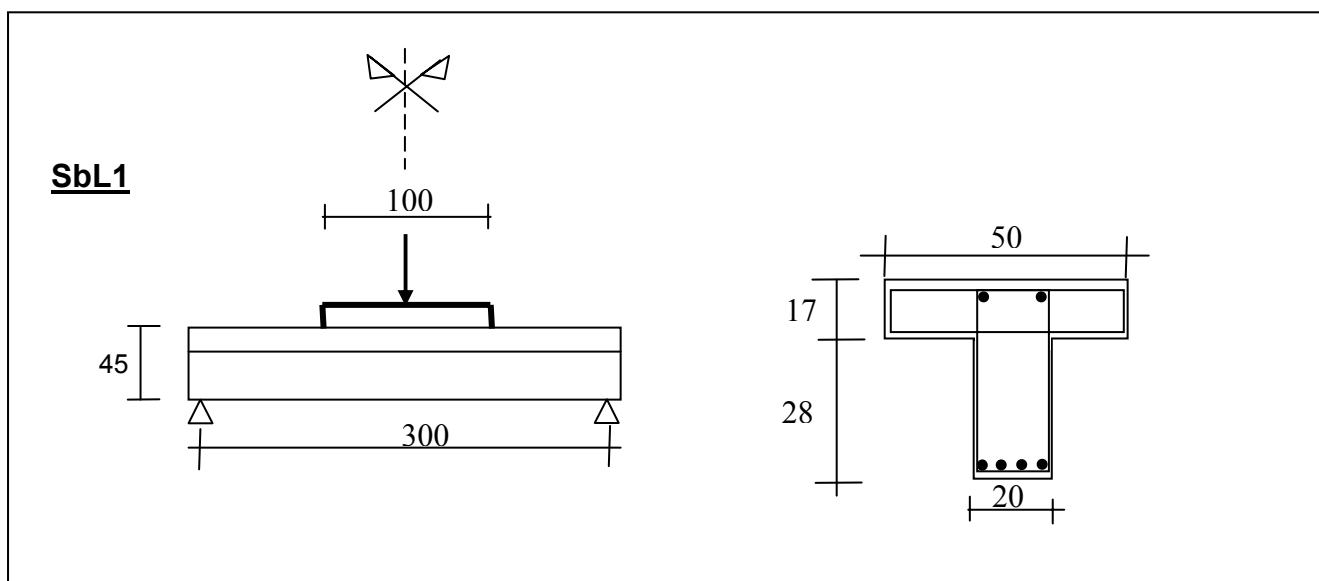


Bild 6.18 : Skizze der Schubversuche SbL1 – Referenzbalken
 Fig. 6.18: Sketche of the test specimen SbL1 – Reference beam
 Fig. 6.18: Esquisse du corps d'épreuve SbL1 – poutre de référence

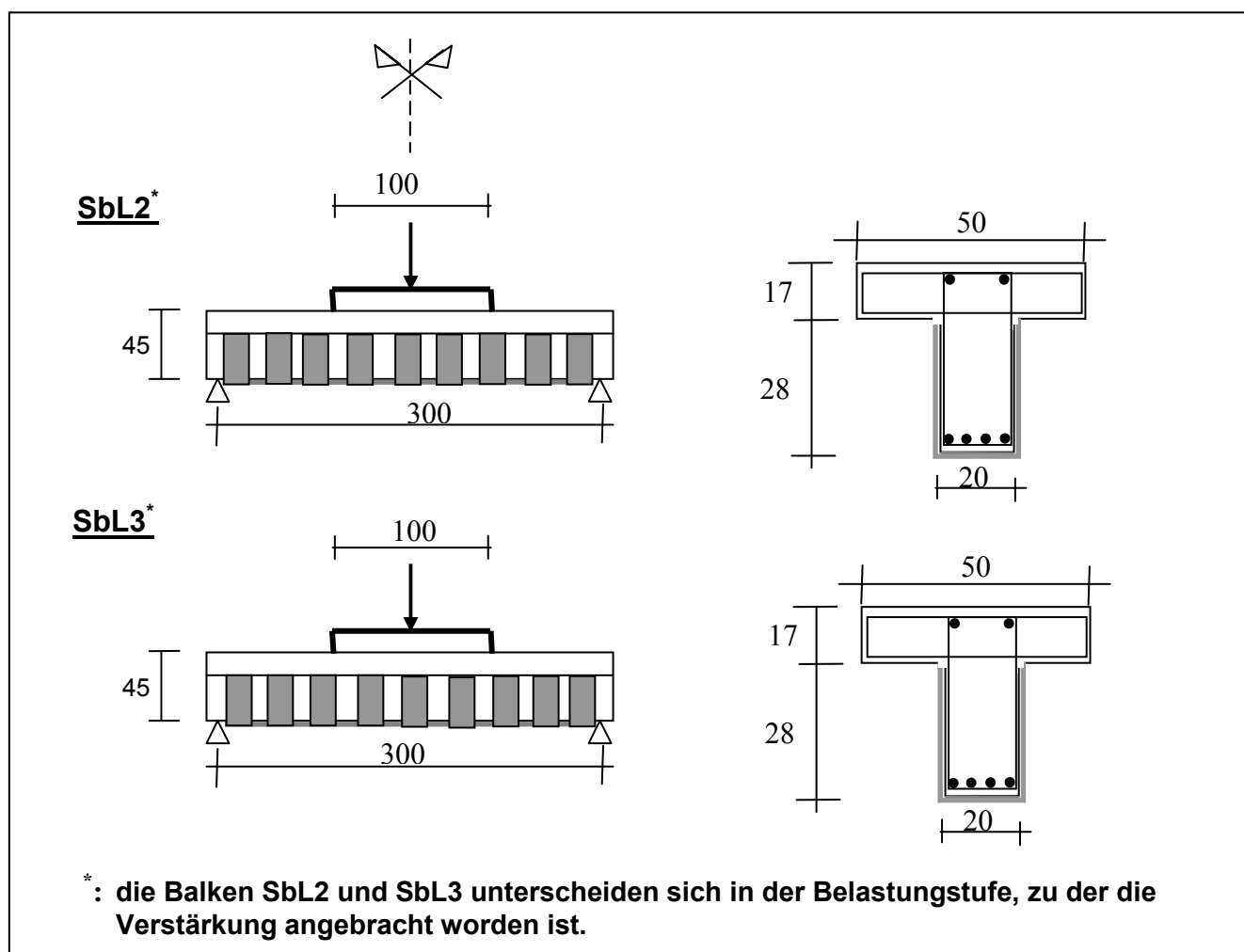


Bild 6.19 : Skizze der Schubversuche SbL2, SbL3 – verstärkte Plattenbalken
 Fig. 6.19: Sketches of the test specimens SbL2, SbL3 – reinforced Te beam
 Fig. 6.19: Esquisse des corps d'épreuves SbL2, SbL3 – poutres renforcées

6.6.3 Messtechnische Ausrüstung

Um eine objektive Auswertung der Versuche durchführen zu können, benötigt man Messdaten um eine Aussage treffen zu können. Während der gesamten Versuchsdurchführung werden folgende Messungen vorgenommen:

- die Durchbiegung in Balkenmitte;
- die Stahldehnung ε_{s1} der Zugbewehrung in der Mitte des Zugstabes;
- die Betonstauchung in der Mitte der Balkenoberseite;
- die aufgebrachten Kräfte F des Prüfzylinders;
- das Rissuferversatzmaß der Schubrisse.

Zusätzlich werden an den verstärkten Versuchskörpern noch folgende Daten erfasst:

- die Dehnung der TFC-Schubgewebe an vier Stellen
- die Dehnung der TFC-Schubgewebe an zwei Stellen (Oberer Rand und Mitte des TFC-Gewebes)

Zur Erfassung der oben aufgeführten Messdaten benötigt man verschiedene Messinstrumente:

- eine Kraftmessdose um die applizierten Kräfte des Prüfzylinder zu messen;
- induktive Wegaufnehmer um die Durchbiegung und das vertikale Rissuferversatzmaß der Schubrisse zu erfassen;
- Dehnmessstreifen (DMS) um die Dehnungen der innerer Zugbewehrung und der aufgeklebten TFC-Gewebe zu erfassen.

6.6.4 Versuchsdurchführung

Bei den Schubversuchen handelt es sich um statische Bruchversuche. Bis zum Beginn der ersten Lastaufbringung müssen mindestens 28 Tagen nach Betonieren der Versuchskörpern vergehen.

Der Referenzbalken SbL1 wird direkt mit der ersten Lastaufbringung bis zum Versagen belastet: der Versagenszustand gibt der Schubbruch. Die Versuchskörpern SbL2 und SbL3 erfahren eine andere Behandlung.

Die erste Phase beinhaltet die Vorschädigung der Balken SbL2 und SbL3. Dies bedeutet, diese Balken werden zuerst belastet, bis die ersten Biegerisse entstehen. Diese Vorschädigung ist nötig um einen Praxisorientierten Versuch zu erhalten. Dann werden die Balken SbL2 und SbL3 wieder entlastet. Bei SbL2 wird die aufgebrachte Last ganz weggenommen. Bei SbL3 erfolgt eine Entlastung bis auf 50 % der Maximallast. In diese jeweiligen Zustände wird die Verstärkung aufgebracht.

Das Kleben der TFC-Gewebe soll am 40. Tag nach der Herstellung der Versuchskörper erfolgen. Vor dem Kleben müssen die Versuchskörper gesandstrahlt werden. Nach ca. 7 Tagen Aushärungszeit des Klebstoffes können die Balken weiterbelastet werden.

Anschließend findet die Phase 2 statt. Die Belastung wird solange gesteigert, bis Schubversagen eintritt.

Die Durchführung der Schubversuche soll Lastgesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 5 kN/min erfolgen. Zusätzlich wird während der gesamten Versuchsdurchführung das Rissbild in den einzelnen Laststufen farbig markiert.

Ergebnisse der Versuche sind folgende Aufzeichnungen:

- a) Höchstlast;
- b) Durchbiegung in Balkenmitte;
- c) Verhalten der Klebung bei dem eigentlichen Bruch;
- d) Rissuferversatzmaß der Schubriss;
- e) Dehnung des Gewebes.

Der Nachweis der Brauchbarkeit des Bemessungskonzeptes erfolgt im Vergleich zu Rechenwerten und experimentell bestimmten Höchstlast

Der Versuchsaufbau ist Bild 6.20 zu entnehmen.

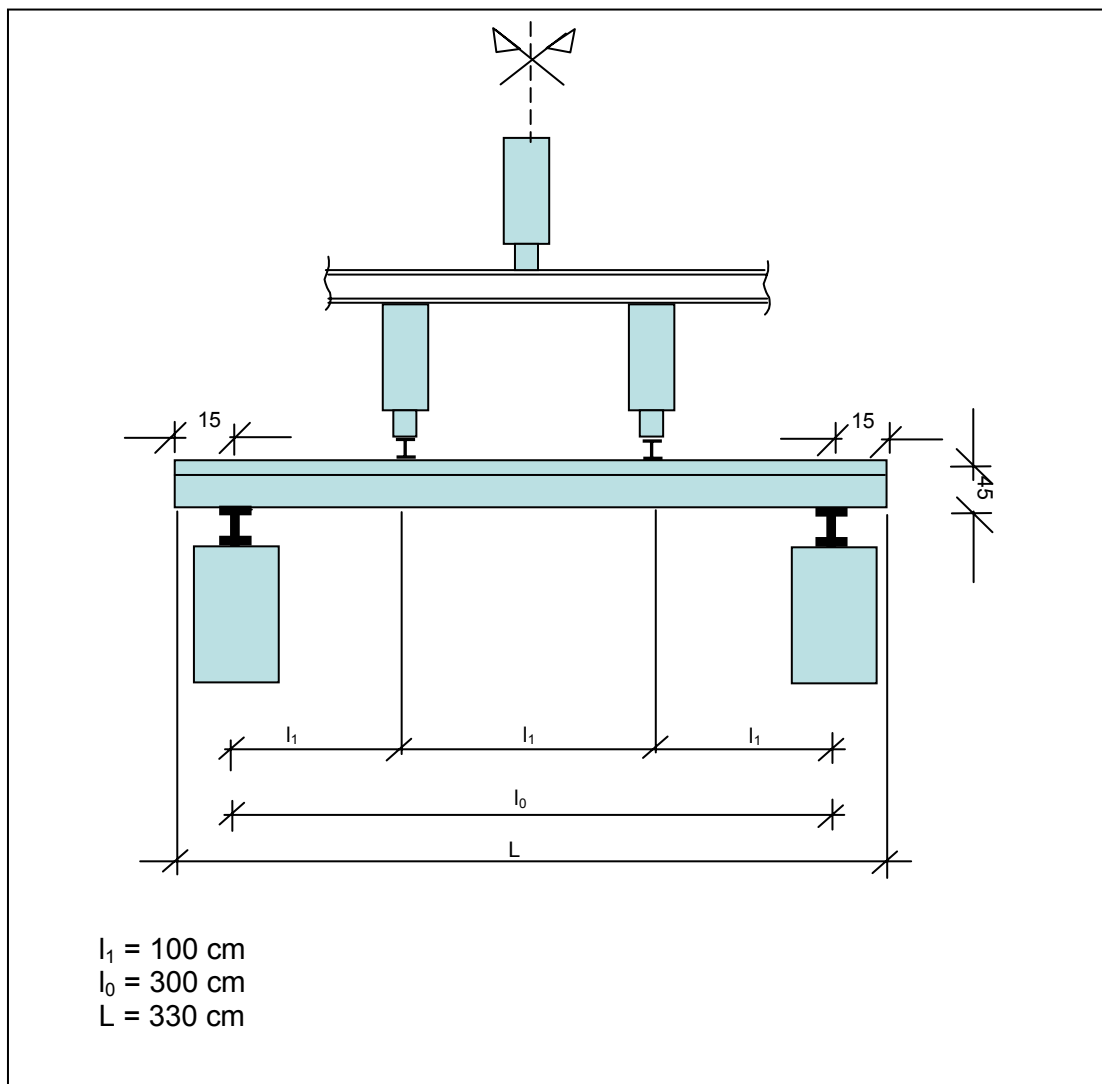


Bild 6.20: Skizze der Versuchsaufbau

Fig. 6.20: Sketche of the trial

Fig. 6.20: Esquisse du montage expérimentale

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit werden die Biege- und Schubtragfähigkeit und der Verankerungsnachweis von mit TFC[®]-Gewebe verstärkten Bauteilen untersucht.

Im Kapitel 2 wird basierend auf dem Bemessungsverfahren für Biegung bei konventionellen Stahlbetonträgern ein Konzept für die Biegebemessung von mit TFC[®]-Gewebe verstärkten Betonbauteilen entwickelt. Dazu wird ein Programm, das die Bemessungsiteration für Rechteck- bzw. Plattenbalkenquerschnitte übernimmt, entwickelt. Darüber hinaus werden zur einfachen Handhabung in der Praxis Bemessungshilfen für Rechteckquerschnitte bzw. Querschnitte mit rechteckiger Druckzone aufgestellt.

Danach wird im Kapitel 3 auf das Schubtragverhalten und auf die Ausbildung von TFC[®]-Gewebe als äußere Schubbewehrung eingegangen. Es werden zwei Bemessungsvorschläge (Standardverfahren nach EC 2 und ein Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung nach DIN 1045-1:2001-07), die dem Stand der Technik entsprechen und gleichzeitig die Besonderheiten der mit TFC[®]-Gewebe verstärkten Bauteile berücksichtigen, erarbeitet. Anschließend werden eigene Überlegungen angestellt zur Verankerungsproblematik von TFC[®]-Gewebe als Schubbewehrung. Sie lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Für Rechteckquerschnitte ist eine Führung bzw. eine Verankerung bis zur oberen Kante des Betonquerschnittes nicht erforderlich, wenn die Wirkungslinie der Betondruckkraft mehr als 100 mm unter der Querschnittsoberkante liegt. Dies gilt i.d.R. für Querschnitte mit Nutzhöhen $d \geq 1.000 \text{ mm}$. Kapitel 3, Abschnitt 3.6.4.2
- Wenn der Abstand zwischen der Wirkungslinie der Betondruckkraft und der Querschnittsoberkante kleiner als 100 mm ist, muss das TFC[®]-Gewebe die Rechteckquerschnitte umschließen. Dies wird i.d.R. für Querschnitte mit einer Nutzhöhe $d < 1.000 \text{ mm}$ erforderlich. Siehe Kapitel 3, Abschnitt 3.6.4.2.
- Für Plattenbalkenquerschnitte kann auf eine Führung bzw. eine Verankerung der TFC[®]-Gewebe im Druckflansch verzichtet werden, wenn der Angriffspunkt der Betondruckkraft in einem Abstand von ca. 100 mm von der Stegsoberseite liegt. Wie schon im Kapitel 3, Abschnitt 3.6.4.3 berechnet wird.
- Es kann auch, wie im Abschnitt 3.6.4.3 behandelt wird, auf eine Verankerung der TFC[®]-Gewebe im Druckflansch verzichtet werden, wenn nachgewiesen wird, dass die innere Schubbewehrung die gesamte Querkraft im verstärkten Zustand aufnehmen kann.

- Man kann immer die Verankerung des TFC[®]-Gewebes auf die Stegbreite beschränken, vorausgesetzt die TFC[®]-Gewebe-Schubbewehrung wird in allen Fällen ausreichend für den Schub und die Verankerung dimensioniert. Um diese Aussage zu bestätigen, müssen Schubversuche an Bauteilen mit TFC[®]-Gewebe-Verstärkung durchgeführt werden. Bis dahin soll diese Auffassung an Anregung gelten.

Um eine Grundlage für die Lösung der obengenannten Aufgaben zu schaffen, wird das Verbundverhalten der TFC[®]-Gewebe in Kapitel 4 beschrieben. Unter Berücksichtigung von bisherigen Kenntnissen über Verbundansätze und Ergebnissen einzelner Versuche der französischen Firma Freyssinet werden Verbundgesetze, die die Wechselwirkung zwischen TFC[®]-Gewebe und Betonbauteil beschreiben, unter Verwendung von zwei verschiedenen Ansätzen (nichtlinear bzw. bilinear) ermittelt.

Eine Gegenüberstellung zwischen den mit Hilfe der erarbeiteten Verbundgesetze ermittelten Dehnungsverläufen und denen der Versuchsergebnisse von Freyssinet zeigt eine gute Übereinstimmung. Der nichtlineare Ansatz liefert bessere Ergebnisse hinsichtlich der Einleitungslänge.

Basierend auf den in Kapitel 4 ermittelten Verbundgesetzen werden im Kapitel 5 Nachweiskonzepte des Klebeverbundes für TFC[®]-Gewebe als äußere Zug- bzw. Schubbewehrung erarbeitet.

Für TFC[®]-Zuggewebe werden für das nichtlineare bzw. bilineare Verbundmodell Gleichungen für den Endverankerungsnachweis aufgestellt. Hierzu werden sowohl die im 4. Kapitel entwickelte Theorie als auch die Ergebnisse der Klebeverbundversuche der Firma Freyssinet herangezogen. Die erarbeiteten Nachweisgleichungen orientieren sich an dem zurzeit gültigen Nachweiskonzept der Zulassungen und Richtlinien bezüglich anderer Verstärkungsmaterialien (Stahllaschen, CFK-Lamellen und CFK-Laminat). Anschließend werden für die Verankerung der TFC[®]-Schubbewehrung drei Nachweiskonzepte vorgestellt.

Das Nachweiskonzept der Firma Freyssinet geht von einem fiktiven Schubriss, der unter 45° geneigt ist und über eine Länge gleich dem inneren Hebelarm z verläuft, aus. Unterhalb und oberhalb des fiktiven Schubrisses muss die Klebeverankerungslänge der TFC[®]-Gewebe mindestens $\bar{l} = 100 \text{ mm}$ betragen. Damit keine Delaminierung des TFC[®]-Gewebes stattfindet, muss eine maximale mittlere Klebeverbundspannung von $\bar{\tau} = 1,5 \text{ MPa}$ eingehalten werden.

In einem zweiten Ansatz wird das Konzept der Fa. Freyssinet erweitert. Im Gegensatz zum Konzept von Freyssinet wird im erweiterten Konzept nicht mehr eine Mindestverankerungslänge von $\bar{l} = 100 \text{ mm}$ unterhalb und oberhalb des fiktiven Schubrisses gefordert, sondern die gesamte Klebefläche oberhalb bzw. unterhalb des fiktiven Schubrisses wird zum Nachweis herangezogen. Die vom TFC[®]-Gewebe aufzunehmende Querkraft darf die Verbundtragfähigkeit der TFC[®]-Gewebe nicht überschreiten. Die Verbundtragfähigkeit der TFC[®]-Gewebe wird mit Hilfe der im Abschnitt 5.2 hergeleiteten Nachweisgleichungen, festgestellt.

Das dritte Nachweiskonzept basiert im Gegensatz zum Konzept von Freyssinet auf einer genaueren Bestimmung des kritischen Schubrissverlaufes. Basierend auf dem Modellansatz von Fischer [32] zur Bestimmung der Lage bzw. der Grundform des kritischen Schubrisses für den unverstärkten Balken, wird der Verlauf des kritischen Schubrisses für den verstärkten Balken bestimmt. Nachdem der Verlauf des kritischen Schubrisses für den verstärkten Balken bekannt ist, erfolgt der Nachweis wie im zweiten erweiterten Konzept. D.h., die gesamte Klebefläche oberhalb des kritischen Schubrisses wird herangezogen. Der Nachweis ist erbracht, solange die vom TFC[®]-Gewebe aufzunehmende Querkraft nicht die mit Hilfe der im Abschnitt 5.2 hergeleiteten Gleichungen ermittelte Verbundtragfähigkeit überschreite. Dabei sind alle Nachweise unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten durchzuführen.

Im Kapitel 6 werden mit Hilfe der in der vorliegenden Arbeit erarbeiteten Bemessungs- bzw. Nachweisverfahren Nachrechnungen von Versuchen bzw. Beispielrechnungen durchgeführt. Ziel ist die Berechnung gleicher Bauteile unter Annahme einer TFC[®]-Verstärkung. Damit wird die Wirksamkeit von TFC[®]-Gewebe als äußeres Verstärkungsmaterial bzw. sein Vorteil gegenüber herkömmlichen Verstärkungsmaterialien (Stahllaschen und CFK-Lamellen) gezeigt. Die Versuchsergebnisse und der Nachrechnung werden gegenübergestellt. Im Einzelnen gewinnt man folgende Erkenntnisse:

- Die gesamte Biegetragfähigkeit eines mit TFC[®]-Gewebe verstärkten Trägers wird durch die Verbundtragfähigkeit bestimmt. Siehe Abschnitt 6.5.2.e
- Für Flächentragwerke (Platten ...) ist eine Biegeverstärkung durch die TFC[®]-Gewebe vorteilhafter als herkömmliche Verstärkungsmaterialien (Stahllaschen, CFK-Lamellen). Dies ist auf die größere Verbundfläche der TFC[®]-Verstärkung zurückzuführen. Dadurch, wie im Abschnitt 6.5.2.b berechnet wird, kann eine höhere Biegetragfähigkeit erzielt werden.
- Bei Plattenbalken kann durch eine TFC[®]-Verstärkung lediglich ein Verstärkungsgrad $\eta_B \approx 1,50$ erzielt werden. Dieser Sachverhalt hängt von der Stegbreite ab, siehe Abschnitt 6.5.3. Durch die schmalere Stegbreite besitzt das TFC[®]-Gewebe eine geringere kontaktverbundfläche. Deshalb kann die Verstärkung keine größere Verbundkraft übertragen. Zu dieser Problematik sollten Überlegungen angestellt werden, damit die Verbundtragfähigkeit in solchen Fällen verbessert werden kann. Man könnte das TFC[®]-Gewebe breiter als den Steg wählen und den Überschuß entlang den Stegseiten ankleben.
- Die Schubtragfähigkeit von Trägern im verstärkten Zustand ist immer gewährleistet. Dabei wird das TFC[®]-Gewebe nur an den Stegseiten geklebt. Der Verankerungsnachweis kann immer erbracht werden, Kapitel 6, Abschnitte 6.5.4 und 6.5.5. Dies ist ein Vorteil gegenüber herkömmlichen Verstärkungsmaterialien (Stahllasche, CFK-Lamellen).

7.2 Ausblick

Die vorliegende Arbeit basiert zum größtenteil auf theoretischen Betrachtungen. Um die Gültigkeit der Nachweisgleichungen, Bemessungs- bzw. Nachweiskonzepte zu untermauern, müssen experimentelle Untersuchungen durchgeführt werden.

Im Einzelnen sollten folgende Untersuchungen angestrebt werden:

- Die ermittelten Verbundgesetze müssen durch breitere Verbundversuche bestätigt werden. Darüber hinaus müssen die Einflüsse der Betonfestigkeitsklasse und der Lagenanzahl der Gewebe auf die Verbundparameter untersucht werden.
- Die Aussage, dass man immer auf eine Verankerung der TFC[®]-Gewebe im Druckflansch verzichten kann, wenn die Klebeverankerung an den Stegseiten ausreichend dimensioniert ist, muss durch ausreichende Schubversuche untermauert bzw. bestätigt werden.

7.3 Summary and outlook

This article examines the load-bearing capacity for bending and shear and the verification of anchorage of building components strengthened with externally bonded TFC[®] fabric.

In Chapter 2, a concept is developed for the flexural design of building components strengthened with externally bonded TFC[®] fabric, based on the flexural design rules for conventionally reinforced concrete beams. For this purpose, a programme is developed which takes over the iterative design method for square cross-sections and T-beam cross-sections. Design aids for square cross-sections and cross-sections with a rectangular compression zone are also described for the purposes of easy practical use.

The shear resistance and constructional design of TFC[®] fabric as external shear reinforcement are then examined in Chapter 3. Two design approaches are developed (standard procedure according to EC 2 and a procedure with varying pressure strut inclination according to DIN 1045-1:2001-07), which are in line with the latest state of the art and at the same time take into account the special characteristics of building components strengthened with TFC[®] fabric. Considerations are then presented on the anchoring problems of TFC[®] fabric as external shear reinforcement. These can be summarised as follows:

- For square cross-sections, application or anchoring of the fabric as far as to the upper edge of the concrete cross-section is not necessary if the position of the concrete compression force is at least 100 mm from the upper edge of the cross-section. This applies generally for cross-sections with a height of $d \geq 1000 \text{ mm}$. Chapter 3, section 3.6.4.2.
- If the distance between the compression force and the upper edge of the cross-section is less than 100 mm, the TFC[®] fabric shall enclose the square cross-section. This is generally required for cross-sections with a height of $d < 1000 \text{ mm}$. See chapter 3, section 3.6.4.3
- For T-beam cross-sections, application or anchoring of the fabric in the pressure flange is not necessary if the concrete compression force is situated at a distance of approx. 100 mm from the upper edge of the web. As calculated in chapter 3, section 3.6.4.3.
- Anchoring of the TFC[®] fabric in the pressure flange can also be dispensed with if it can be confirmed that the internal shear reinforcement is able to resist the total shear forces acting on the component in the strengthened state. As described in section 3.6.4.3.
- The anchoring of the TFC[®] fabric can always be restricted to the web width, provided that the TFC[®] fabric shear reinforcement is sufficiently designed for the acting shear forces and sufficiently anchored. In order to confirm this assumption, shear tests should be carried out on such components. Until then, this conception should only be considered a suggestion.

In order to form a basis for the solution of the above tasks, the article describes the bond characteristics of TFC[®] fabric in Chapter 4. Taking into account previous experience of bond approaches and the results of individual tests performed by the French company Freyssinet International, bond rules are established, which describe the reciprocal effects between TFC[®] fabric and concrete components, using two different approaches (non-linear and bi-linear).

A comparison between the strain distributions established by means of these bond rules and those of the test results achieved by Freyssinet shows a high level of conformity. The non-linear approach provides better results with regard to the transmission length.

Based on the bond rules established in Chapter 4, verification methods are developed in Chapter 5 for the adhesive bond for TFC[®] fabric as external tensile or shear reinforcement.

For the TFC[®] tensile fabric, design equations are developed for the verification of end anchorage for the non-linear and the bi-linear bond model. These make use of the theory presented in Chapter 4 and the results of the adhesive bond tests of the French Freyssinet company. These design equations are based on the currently used design concept of technical approvals and guidelines for other strengthening materials (steel plates, CFK plates and CFK laminate). Three design concepts are then presented for the anchoring of the external TFC[®] shear reinforcement.

The design concept of Freyssinet assumes a fictitious shear crack, which is inclined at an angle of 45° and extends over a length equal to that of the inner lever arm z . Below and above the fictitious shear crack, the adhesive bond anchorage length of the TFC[®] fabric must be at least $\bar{l} = 100$ mm. In order to avoid de-lamination of the TFC[®] fabric, a maximum mean adhesive bond stress of $\bar{\tau} = 1,5$ MPa shall not be exceeded.

In a second approach, the concept of Freyssinet is developed further. In contrast to the Freyssinet concept, a minimum anchoring length of $\bar{l} = 100$ mm below and above the fictitious shear crack is no longer required in this improved concept, but instead the total bond surface below and above the fictitious shear crack is used for the verification of anchorage. The shear force to be taken up by the TFC[®] fabric may not exceed the shear bond resistance of the TFC[®] fabric. The shear bond resistance of the TFC[®] fabric is determined with the aid of the design equations derived in Section 5.2.

The third approach, in contrast to the Freyssinet concept, is based on a more accurate determination of the critical shear crack progression. Based on the model of Fischer [32] for the determination of the basic run of the critical shear crack for unstrengthened beams, this is determined with the use of the model and the progression of the critical shear crack for the externally strengthened beams. Once the progression of the critical shear crack for the externally strengthened beam is known, the calculation is carried out in the same way as in the second extended approach, i.e. the complete shear bond surface above the fictitious shear crack is taken into account. The requirements are fulfilled as long as the shear forces to be

taken up by the TFC[®] fabric do not exceed the shear bond capacity determined by means of the equations derived in Section 5.2. In all these calculations partial safety factors shall be considered.

In Chapter 6, re-calculations of test results are carried out using the design and calculation procedures worked out in this article and design examples are presented in order to demonstrate the effectiveness of TFC[®] fabric as an external strengthening material and its benefits in comparison to conventional strengthening materials (e.g. steel and CFK plates). In detail, the following conclusions can be drawn:

- The total bending resistance of a structural member strengthened with externally bonded TFC[®] fabric is determined by the bond capacity. See section 6.5.2.e.
- For loadbearing slabs, increasing of bending resistance by means of externally bonded TFC[®] fabric is more effective than the application of conventional strengthening materials (steel and CFK plates). This is due to the larger bond area of the TFC[®] fabric. Therefore, by this means a higher bending resistance can be achieved, section 6.5.2.b.
- For T-beams, strengthening grades of not more than $\eta_B \approx 1,50$ can be achieved by means of TFC[®] fabric. The actual grade which can be reached depends on the width of the web section 6.5.3. With a smaller web width, the TFC[®] fabric has a lower bonding area. For this reason, the bonded fabric is capable of transferring only rather limited forces. Consideration should be given to this problem so that the bond capacity can be improved in such cases. The width of the TFC[®] fabric could be chosen greater than the width of the web and the surplus fabric could be glued along the vertical sides of the web.
- The shear resistance of structural members strengthened by externally bonded TFC[®] fabric is always ensured. In this case the TFC[®] fabric is only glued to the sides of the web. The verification of adequate anchorage is always possible, section 6.5.4 and 6.5.5. This is an advantage in comparison with conventional strengthening materials (steel plates and CFK plates).

Outlook

This article is based largely on theoretical considerations. Experimental investigations should be carried out in order to confirm the validity of the design equations and concepts.

In detail, efforts should be made to carry out the following investigations:

- The presented bond rules should be confirmed by more extensive tests on components strengthened by means of externally bonded TFC[®] fabric. In addition, the effects of the concrete compressive strength and the number of fabric layers on the bond parameters must be investigated.
- The assumption that anchoring of the TFC[®] fabric in the pressure flange is not necessary if the anchorage by adhesion at the sides of the web is sufficiently dimensioned must be substantiated and confirmed by satisfactory shear tests.

Literatur

1. Adams, R. D.; Peppiatt, N. A.: Stress analysis of adhesive-bonded lap joints. *Journal of Strain Analyses*, Vol. 9, 1974, No. 3, pp. 185-196
2. Associate Professor J.L. Clement, ecole normale Supérieure, Cachan (France), J.P. Fuzier, Freyssinet International, Velizy (France), Professor R. Lacroix, Honorary President of FIP, Paris (France), J. Luyckx, Soficar, Saint Maurice (France): "Durability of composites for construction"
3. Bresson, J.: Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Béton plaqué. *Annales de l'ITBTP*, 1971, N°. 278, S. 22-55
4. Brosens K; Ignoul S.; Van Gemert D.: Strengthening of concrete with externally bonded steel plates or CFRP Laminates – Part II: Innovative applications. *Internationale Zeitschrift Bauinstandsetzen und Baudenkmalfpflege*. 7. Jahrgang (2001), Heft 5, S. 539-556
5. Brosens, K; Ignoul, S; Van Gemert, D.: Strengthening of concrete structures with externally bonded steel plates or CFRP Laminates- Part II: Innovative applications. *Internationale Zeitschrift, Bauinstandsetzen und Baudenkmalfpflege*. 7. Jahrgang (2001), Heft 5, 539-565
6. Canovas, M. F.: Strengthening of structural elements of reinforced concrete by means of glued steel plates- Some applications in Spain. *International Seminar "Structural repairs/strengthening by the plate bonding technique"*, University of Sheffield, Sirius 1990
7. CarboDur, Fassung Oktober 1997; Sika Limited
8. CEB – FIP. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical Report. Task Group 9.3 FRP (Fibre Reinforced Polymer) reinforcement for concrete structures. July 2001
9. Clement, J. L.: Reparation et renforcement des ouvrages en beton armé par collage de TFC, Rapport d'essais, Cachan, Laboratoire de Mecanique et Technologie, Aout 1997
10. Clement, J. L.: Numerical simulations of RC beams strengthened by carbon fiber cloth, Laboratoire de Mecanique et de Technologie Cachan France
11. Clement, J. L; Bouchon, M.: Reparation et renforcement des ouvrages en beton armé par collage de TFC, Rapport intermediaire n° 1, Septembre 1996
12. Collin, B.: Reparation et renforcement des ouvrages en beton armé par collage de TFC", Rapport d'essais, Memoire intermediaire n° 2, , Novembre 1997
13. Collin, B.: Reparation de poutres en beton armé par collage de composites carbone / epoxyde procede TFC, Etude experimentale, Decembre 1999
14. Comité Euro Internationale du Béton: Bond action and bond behaviour of reinforcement - State of art report. *Bulletin d'information* 151 (1982)
15. Comité Euro-International du Béton : CEB – FIP Model Code 1990 (1993)
16. Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. *Bulletin D'information* N°190a. First Predraft 1988
17. Deuring, M.: Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen. Dissertation ETH Zürich 1993
18. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Bescheid über die Änderung und Ergänzung und Verlängerung der Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-36.12-29 vom 11. November 1997; Berlin; 1998
19. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Richtlinien für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen – Fassung Februar 1993
20. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen – Entwurf März 1996; Berlin
21. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen – Entwurf Juni 1997; Berlin

22. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.1-1: Schubfeste Klebeverbindung zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen; Berlin; 1979
23. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12-54: Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch mit dem Baukleber ispo Concretin SK 41 schubfest aufgeklebte S&P Kohlenfaserlamellen, Berlin; 1998
24. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.12.29 Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch schubfest aufgeklebte Kohlefaserlamellen „Sika Carbodur“; Berlin; 1997
25. Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.1-4: Schubfeste Klebeverbindung zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen oder Spannbetonbauteilen; Berlin; 1992
26. DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juli 1988
27. DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil I: Bemessung und Konstruktion. Ausgabe Juli 2001
28. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-36. 12-32. Verstärkungen von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen durch schubfest angeklebte Kohlenfaserlamine. DIBt, Berlin, Januar 2000
29. D. B. Collin, B; Chabert, A: Performances of carbon fibers tissue/epoxy resin composites for flexural strengthening of reinforced concrete beams
30. EDF: Reparatin de la coque - Renforcement structurel - Etude du TFC de la società Freyssinet. Agressions Climatiques EDF, Octobre 1999
31. Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. (Deutsche Fassung von ENV 1992-1-1:1991), Ausgabe Juni 1992
32. Fischer J.: Versagensmodell für schubschlanke Balken. Institut für Massivbau, TU Darmstadt. Dissertation, 1996
33. Freyssinet: Technical Specifications- Concrete strengthening by gluing carbon fibre fabrics - The TFC Process, 59707- PR (E) 10/C, March 1999
34. Freyssinet: Plan Genie Civil 1995 Reparation et renforcement des ouvrages en b ton armé par collage de TFC, Memoire Technique, 10 Fevrier 1997
35. Gustafsson, P.J.: Analysis of generalized Volkerson-joints in terms of non-linear fracture mechanics. In: Mechanical behaviour of adhesive joints. Pluralis, Paris, 1987
36. Hankers, C.: Faserverbundwerkstoffe im Stahl- und Spannbetonbau, Torkret GmbH, Niederlassung Hamburg
37. Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Technische Universität Braunschweig. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Beuth Verlag, Berlin 1997
38. Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile. DafStb Heft 473, Berlin 1997, S. 109-209
39. Hugenschmidt, F.: Verstärken bestehender Betonkonstruktionen mittels geklebter Armierung. VDI- Berichte Nr. 384 (1980), S. 77-88
40. Irvin, C.A.K.: The strengthening of concrete beams by bonded steel plates. TRRL Supplementary Report 160 UC, Department of the Environment, Crowthorn, Berkshire, 1975
41. Ivanyi, G.; Buschmeyer, W.: Verstärkung von Spannbetonbauteilen durch Stahlflaschen – Anwendungskriterien; Beton- und Stahlbetonbau 1987, Heft 11.
42. Jansze, W.: Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates – Design for beam shear and plate anchorage. Proefschrift. TU Delft, Delft 1997
43. Johnson, R. P.; Tait, C. J.: The strength in combined bending and tension of concrete beams with externally bonded reinforcing plates. Building and Environment, Vol. 16, 1981, N  4, S 287-299

44. Jones, R; Swamy, R. N.; ANG, T. H.: Under- and over-reinforced concrete beams with glued steel plates. Int. Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol 4, 1992, N° 1, S 19-32
45. Jones, R; Swamy, R. N.; Bloxham, J.; Boulderbalah, A.: Composite behavior of concrete beams with epoxy bonded external reinforcement, International Journal of Cement Composites, Vol 2, 1980, N°2, S 91 - 107
46. Jungwirth, D.: Elektronische Berechnung des in einem Stahlbetonbalken in gerissenem Zustand auftretenden Kräftezustandes unter besonderer Berücksichtigung des Querkraftbereiches; Heft 211 der Schriftenreihe des DAfStb; Ernst & Sohn, Berlin 1970
47. Kaiser, H.: Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen. Dissertation ETH Zürich 1989
48. Kirmair, H.: Das Schubtragverhalten schlanker Stahlbetonbalken; Heft 385 der Schriftenreihe des DAfStb; Ernst & Sohn, Berlin 1987
49. König, G.; Walraven, J. C.; Wörner, J. D.: Massivbau Grundlagen I und Konstruktion I. Institut für Massivbau TU Darmstadt.
50. Kordina, K.; Blume, F.: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente; Heft 364 der Schriftenreihe des DAfStb; Ernst & Sohn, Berlin 1985
51. Kuntz, S.: Verbundverhalten von laschenverstärkten Stahlbetonzuggliedern, Diplomarbeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1993
52. Kupfer, H.: Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit; CEB-Bulletin d'Information No. 40, Januar 1964
53. L'Hermite, R.: L'application des colles et des résines dans la construction. Ann. Inst. Tech. Bâtiment des travaux publics. Nr. 239 ; Centre experimental du bâtiment et de travaux public ; Paris ; 1967
54. Ladner, M.; Weder, CH.: Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau. EMPA-Forschungs- und Arbeitsbericht, Nr. 206, Dübendorf, 1981, S. 23-31
55. Ladner, M.; Weder, CH.; Pralong, J.: Geklebte Bewehrung : Bemessung und Erfahrungen. EMPA- Forschungs- und Arbeitsbericht, Nr. 116/5, Dübendorf, 1990
56. Laumer, R.: Geklebte Bewehrung im Stahlbetonbau. Betonwerk + Fertigteil-Technik. Heft 7/1987
57. Laumer, R.: Klebarmierung - Ein System zum nachträglichen Bewehren von Stahlbetonkonstruktionen. Laumer Bautechnik, Massing
58. Leonhardt, F.; Walther, R: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung; Heft 151 der Schriftenreihe des DAfStb; Ernst & Sohn, Berlin 1962
59. Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau; Springer Verlag 1984
60. Macdonald, D. M.: The flexural behaviour of concrete beams with bonded external reinforcement. TRRL Supplementary Report 415, Department of Transport, Crowthorne, 1978
61. Macdonald, D. M.: The flexural performance of 3,5 m concrete beams with various bonded external reinforcements. TRRL Supplementary Report 728, Department of Transport, Crowthorne, 1982
62. Moosecker, W.: Zur Bemessung der Schubbewehrung von Stahlbetonbalken mit möglichst großer gleichmäßiger Zuverlässigkeit; Heft 307 der Schriftenreihe des DAfStb; Ernst & Sohn, Berlin 1979
63. Neubauer U.: Verstärken von Betonbauteilen mit geklebten CFK-Lamellen Sika CarboDur – Einführung und Berechnungsbeispiele- iBMB, TU Braunschweig. Fachseminar, Gladbeck 13.06.1997
64. Neubauer, U.; Rostasy, F. S.; Budelman, H.: Verbundtragfähigkeit geklebter CFK-Lamellen für die Bauteilverstärkung. Bautechnik 78 (2001), Heft 10, Ernst & Sohn

65. Niedermeier, R.: Abschlussbericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben, Verstärkung von Stahlbetonbauteilen durch Ankleben von Kohlenstofffaserfolien, Technische Universität München. März 1999
66. Niedermeier, R.: Zugkraftdeckung bei klebarmierten Bauteilen. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2000
67. Normenausschuss Bauwesen in Deutschen Institut für Normung e.V.: Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Deutsche Fassung ENV 1992-2;1996; Beuth Verlag; Berlin, 1996
68. Neubauer, U.: Einführung und Berechnungsbeispiele; Verstärken von Betonbauteilen mit geklebten CFK-Lamellen „Silika CarboDur“ iBMB TU Braunschweig, 1997
69. Oehlers, D. J.: Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, 1992 N°8 S. 2023 - 2038
70. Ottosen, N. S.; Olsson, K. G.: Hardening/softening plastics analysis of adhesive joints. Journal of engineering mechanics, Vol. 114, 1988, N° 1, S. 97
71. Pichler, D.: Die Wirkung von Anpressdrücken auf die Verankerung von Klebelamellen. Dissertation, Universität Innsbruck, 1993
72. Pravida, J.: Untersuchungen an einem Stahlbetonplattenbalken mit verstärkender Klebarmierung. Diplomarbeit Nr. 263, TU München
73. Queval J. C.: "Essais seismiques sur table vibrante d'une maquette a murs porteurs maquette No. 1 Bis - Freyssinet", Rapport DMT, SEMT/EMS/RT/98/037A, Direction des reacteurs nucleaires, Departement de mecanique et de technologie
74. Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton – Geklebte Bewehrung. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 54, 1982
75. Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton – Geklebte Bewehrung, Dissertation, TU Braunschweig 1982
76. Rehm, G.: Über die Grundlage des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Berlin, Heft 138, 1961
77. Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen Dissertation, Institut für Tragwerksentwurf und -Konstruktion, Universität Stuttgart, 1990
78. Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für Stahlbetonbauteile ohne Stegbewehrung, Bauingenieur 66 (S. 157-165) 1991; Springer Verlag
79. Reitz, H.: Versuche an mit Kohlenfasertextilien nachträglich verstärkten Biegebalken. Technische Universität Darmstadt, Juli 2001
80. Reymendt, J.: DIN 1045 neu, Anwendung und Beispiele. Beiträge zur Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045 – Ausgabe Juli 2001.
81. Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Entwurf Juni 1997
82. Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von unidirektionalen kohlenstoffaserverstärkten Kunststofflamellen (CFK- Lamellen), Typ Sika CarboDur. Deutsches Institut für Bautechnik, Fassung Oktober 1997
83. Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen. Entwurf März 1996 Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)
84. Richtlinien für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Fassung Februar 1993
85. Rostasy, F. S.; Holzenkämpfer, P.; Hankers, Ch.: Geklebte Bewehrung für die Verstärkung von Betonbauteilen. Betonkalender 1996, Teil 2, S. 547-576
86. Rostasy, F. S.; Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell für das Verbundsystem Stahlbeton & Klebelasche, Teil 1: Statische Grundversuche an durch angeklebte Stahllaschen verstärkten Stahlbetonbalken. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1989

87. Rostasy, F. S.; Ranisch, E.-H.; Alda, W.: Nachträgliche Verstärkung von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich durch geklebte Stahllaschen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehr, Bonn, Forschungsbericht Nr. 326, 1981, S. 95-142
88. Rostasy, F. S.; Ranisch, E.-H.: Bemessungshilfen für angeklebte Laschenverstärkungen von Stahlbetonplatten. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Oktober 1986
89. Rostasy, F. S.; Ranisch, E.-H.: Verstärkung von Stahlbetonplatten durch angeklebte Laschen aus glasfaserverstärktem Kunststoff. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Mai 1996
90. Rostasy, F. S.; Ranisch, E.-H.; Rohling, A.: Konstitutives Stoffgesetz des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl – Arbeitsbericht II/1. Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1984
91. Rostasy, F. S.: Strengthening of R/C- and P/C-structures with bonded steel and FRP- plates. Fifth international conference "Structures faults & repair" University of Edinburgh, 1993
92. Rostasy, F. S.; Ranisch, E.-H.: Durchführung eines Grundsatzversuches mit Klebarmierung für nicht vorwiegend ruhende Lasten. Untersuchungsbericht Nr.: 4426/1559-Ra/CC-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 15.5.1987
93. Rostasy, F. S.; Ranisch, E.-H.: Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonplatten durch Ankleben von Bewehrung. Abschlussbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig
94. Rostasy, F. S.; Holzenkämpfer, P.; Hankers, Ch.: Rechenmodelle zur Vorhersage des Versagens der Klebverbundverankerung für stahllaschenverstärkte Stahlbetonbiegetragglieder, Abschlussbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1995
95. Rostasy, F. S.; Neubauer, U.; Budelmann, H.: Verbundtragfähigkeit geklebter CFK-Lamellen für die Bauteilverstärkung. Ernst & Sohn. Bautechnik 78 (2001), Heft 10
96. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA): Nachträgliche Verstärkung von Bauwerken mit CFK-Lamellen. Referate und Beiträge zur EMPA/SIA-Studientagung von 21. September 1995 in Zürich
97. Specht, M.; Scholz, H.: Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklasse C 12 bis C 115. Heft 453 der Schriftenreihe des DAfStb; Berlin 1995
98. Theillout, J.-N.: Le renforcement des structures par la technique des tôles collées. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., No. 169, 1990
99. Theillout, J.-N.: Renforcement et reparation des ouvrages d'art par la technique des tôles collées. L'école nationale des ponts et chaussées. 1983
100. Triantafyllou, T. C.; Plevris, N.: Flexural behaviour of concrete structures strengthened with epoxy-bonded fiber-reinforced plastics. Proceedings International Seminar "Structural Repairs/Strengthening by the plate bonding technique", University of Sheffield, SIRIUS, 1990
101. Van Gemert, D. A.: Repairing of concrete structures by externally bonded steel plates. ICP/RILEM/IBK, International Symposium, Prague 1981
102. Vielhaber, J. Limberger, E.: Biegetragfähigkeitsversuche an zwei mit CFK-Lamellen REPLARK 30 verstärkten Stahlbetonbalken, Bericht der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung; Berlin, 1995
103. Weigler, H.; Becker, G.: Zur Frage der Schubdruckfestigkeit von Beton. Beton- und Stahlbetonbau, 1964, Nr. 5, S. 101-105
104. Wicke, M.; Pichler, D.: Geklebte Bewehrung - Endverankerung mit und ohne Anpreßdruck - Bemessungskonzept. Hilti- Konzern-Forschung. 1991
105. Wörner, J. D.; Deußner, S.; Isheim, S.: Vergleich der Berechnungsverfahren für mit aufgeklebten verstärkte Stahlbetonbauteile anhand vorhandener Versuchsergebnisse. Forschungsbericht, Technische Universität Darmstadt, Dezember 1996

106. Zilch, K.; Niedermeier R.; Schmidhuber, C.: Bauteilversuche zur Querkraftbiegung an mittels Klebarmierung verstärkten Betonbauteilen. Forschungsbericht, Mai 2000. TU München, Institut für Tragwerksbau, Lehrstuhl für Massivbau
107. Zilch, K.; Niedermeier, R.: Bericht über Untersuchungen an einem Stahlbetonbalken mit verstärkender Klebarmierung bei verhindertem Verbund zwischen den Schubblechen und der Klebelamelle. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München. Nr. 1090/Nie, 1994
108. Zilch, K.; Niedermeier, R.: Vorschlag für ein wirksames, verbundorientiertes Konzept zur Zugkraftdeckung. Technische Universität München Oktober 1999
109. Zilch, K.; Niedermeier, R.: Ermittlung der charakteristischen Verbundbruchkraft für auf Betonbauteile aufgeklebte Stahllaschen. Forschungsbericht. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, November 1999.
110. Zilch, K.; Schmidhuber, C.: Festlegung der Schubbereichsgrenzen bei der Verstärkung von Stahlbetonplatten und Stahlbetonbalken mit aufgeklebten CFK-Lamellen. Kurzberichte aus der Bauforschung 43 (2002), Heft 3
111. Zilch, K.; Niedermeier, R.: Zugkraftdeckung bei Klebarmierten Bauteilen. Ernst & Sohn. Beton & Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 12.
112. Zimmer, J.: Versuche an mit Kohlefasertextilien nachträglich verstärkten Stahlbetonbalken. Technische Universität Darmstadt, Mai, 2001
113. Z. Groupement de recherches de LACQ, Freyssinet, Creep and cyclic temperatur test on TFC. Report R-F-TFC-PRF 14/0. July 1999
114. Kim, W.; White, R.: Initiation of shear cracking in reinforced concrete beams with no web reinforcement. ACI Structural Journal, Vol. 88 (1991), No. 3, S. 301-308
115. Jansze, W.: Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates – Design for beam shear and plate anchorage. Proefschrift. TU Delft, Delft 1997.
116. Müller, H. H.; Niedermeier, R.: Bericht über Untersuchungen am einem Stahlbetonplattenbalken mit verstärkender Klebarmierung bei verhindertem Verbund zwischen Schubblechen und der Klebelamelle. Bericht Nr. 1090/Nie, Institut für Tragwerksbau, TU München, 7.3.1994
117. Kamke, E: Differentialgleichungen – Lösungsmethoden und Lösungen, Band 1: Gewöhnliche Differentialgleichungen. B. G. Teubner, Stuttgart, 1983
118. Kani, G. N. J.: How safe are our Large reinforced concrete beams, ACI-Journal, Mar. 1967, pp. 128-141
119. Collection – AFPC – SNBATi – STRRES. Les techniques de reparation et de renforcement des ouvrages en béton. Fascicule n° 6 ; Tôles collées. Juin 1987
120. Groupe Geste – Réparation de la coque – Renforcement structurel – Etude du TFC (tissu de fibre de carbon) de la société Freyssinet – Agressions climatique. EDF – EQT – 1999
121. Hilti – Konzern – Forschung : statische Versuche an Biegebalken mit geklebter Bewehrung – Versuchsbericht A-IB-15/91, Hilti AG, 1991

Anhang

- A. Durchgeführte Versuche in Frankreich
- B. Durchgeführte Versuche in Darmstadt
- C. Dehnungsverläufe und Bemessungshilfen
- D. Versuchsnachrechnung und Beispielrechnungen für mit TFC[®]-Gewebe verstärkte Bauteile

A Durchgeführte Versuche in Frankreich (Freyssinet)

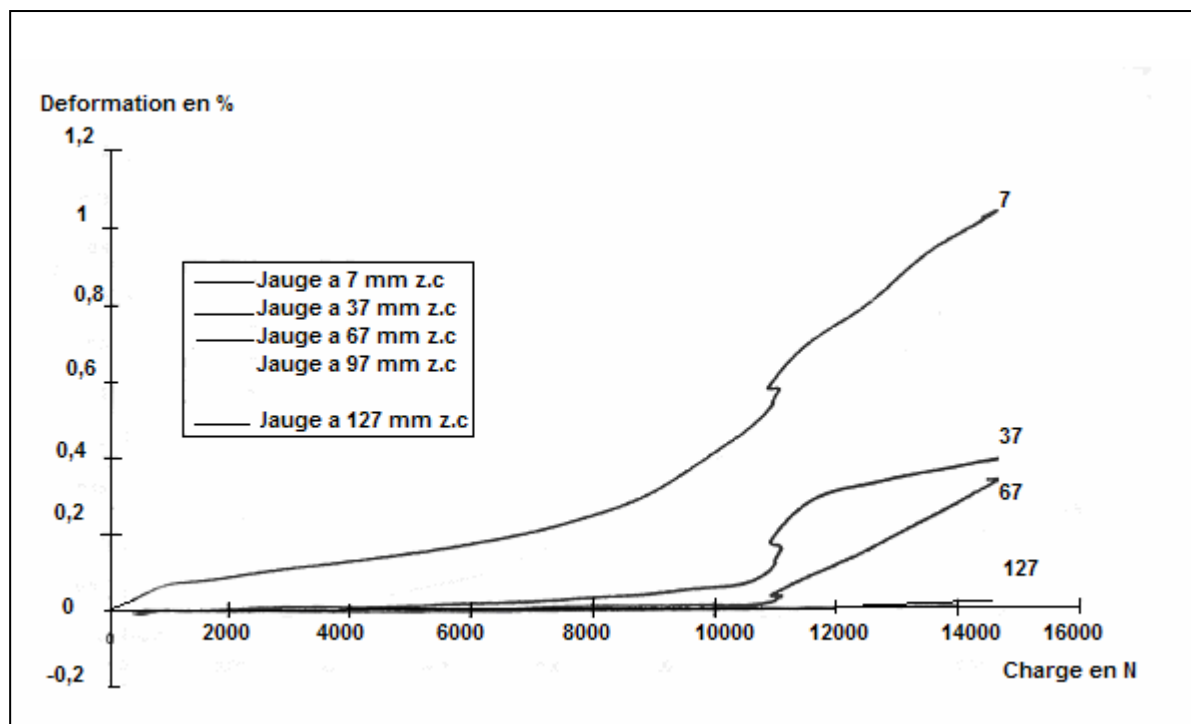
	Verankerungslänge 50 mm		Verankerungslänge 100 mm		Verankerungslänge 150 mm	
	Belastung [kN]	τ_m^* [MPa]	Last [kN]	τ_m^* [MPa]	Last [kN]	τ_m^* [MPa]
1	9,00	3,39	13,73	2,75	14,76	1,88
2	11,39	4,03	16,57	3,31	17,60	2,43
3	13,34	5,44	16,12	3,22	18,41	2,45
Mittelwert	11,25	4,29	15,48	3,10	16,93	2,25
Standardabweichung	2,17	1,05	1,51	0,30	1,92	0,32

*: mittlere Verbundspannung= Belastung geteilt durch die gesamte Klebeverbundfläche

Tab. A-1: Zusammenfassung der Verbund-Ergebnisse

Tab. A-1: Results of bond test

Tab. A-1: Récapitulation des résultats d'essai d'adhésion



A-1: Last-Dehnungskurve der TFC® Gewebe

Fig. A-1: Load-strain diagram of TFC® Sheets

Fig. A-1: Courbe charge-déformation du tissu de carbone en fonction de la charge appliquée

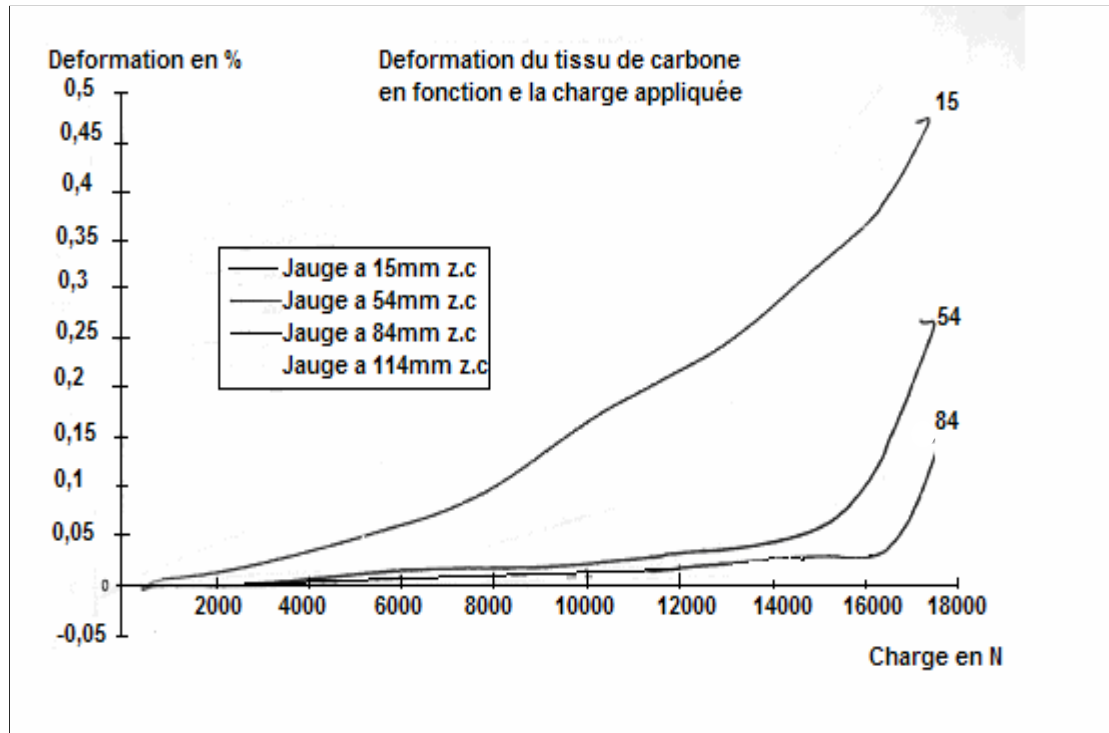
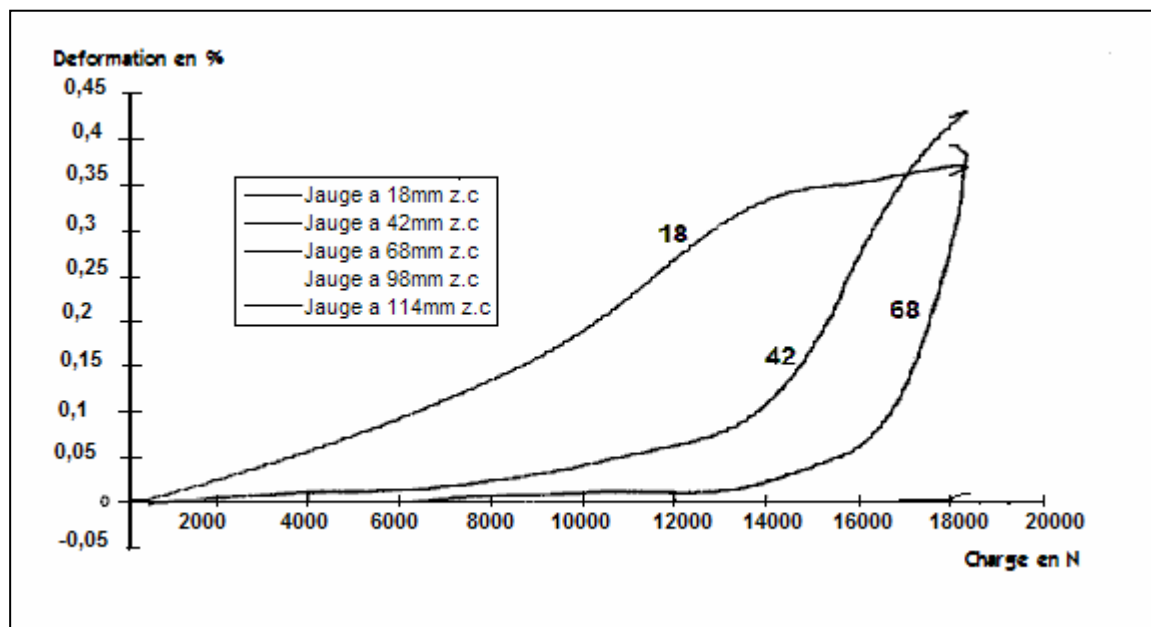


Bild A-2: Dehnungsverlauf der TFC® Gewebe unter Last, Probekörper Nr. 1

Fig. A-2: Load-strain diagram of TFC® sheets, test No. 1

Fig. A-2: Déformation du tissu de carbone en fonction de la charge appliquée éprouvette No. 1



BildA-3: Dehnungsverlauf der TFC® Gewebe unter Last, Probekörper Nr. 3

Fig. A-3: Load-strain diagram of TFC® sheets, test No. 3

Fig. A-3: Déformation du tissu de carbone en fonction de la charge appliquée éprouvette3

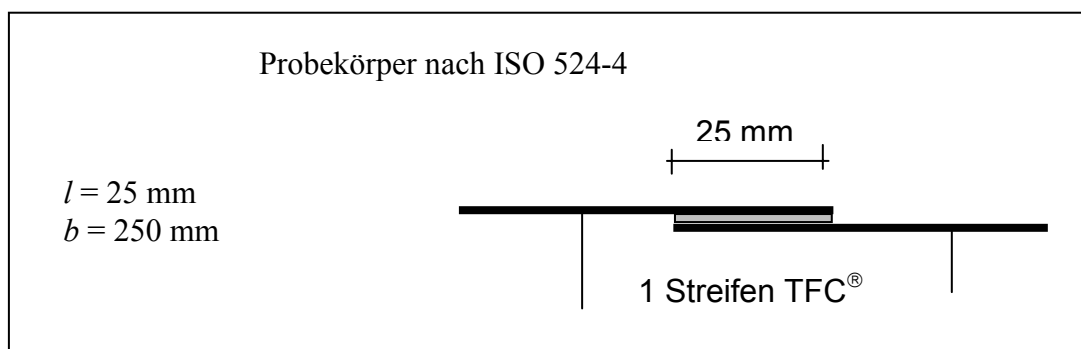


Bild A-4: Übergreifungslänge - Versuch

Fig. A-4: Overlap length - test

Fig. A-4: Longueur d'ancrage - essai

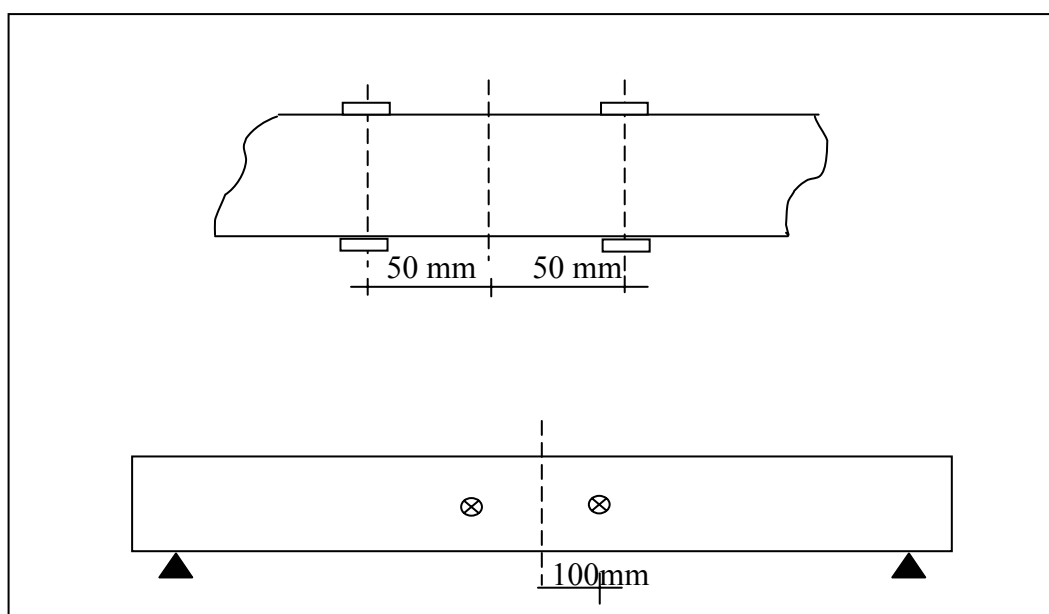


Bild A-5: Detail DMS innere Bewehrung; Messungen – Durchbiegung

Fig. A-5: Detail internal reinforcement, gauging - deflection

Fig. A-5: Jauge sur armatures interieures; mesures - elongations - fleche

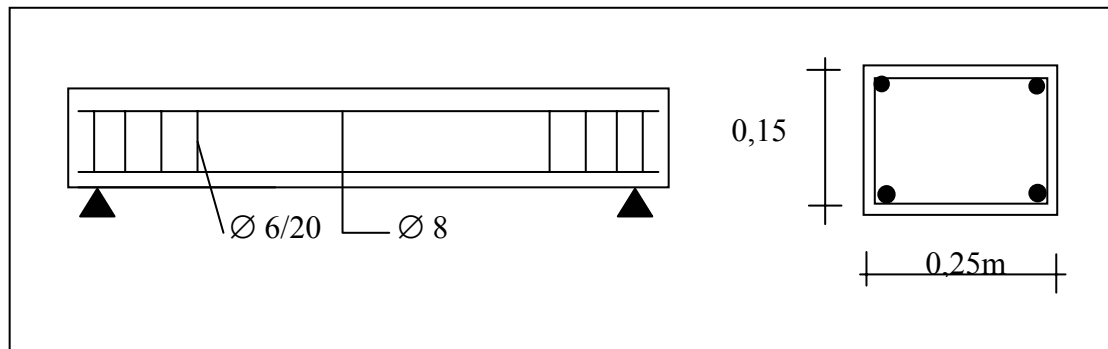


Bild A-6: Querschnitt und Bewehrung - Versuch A
Fig. A-6: Cross-section and reinforcement – Test A

Fig. A-6: Section longitudinale et ferraillage de l'essai A

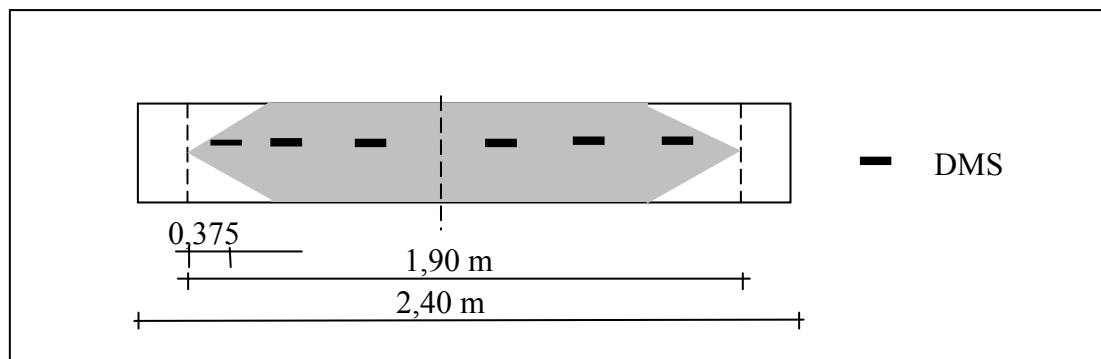


Bild A-7: Verstärkung durch T300 UD und Messpunkte
Fig. A-7: Strengthening with T300 UD and measurements points
Fig. A-7: Renforcement avec T 300 UD et les points de mesures

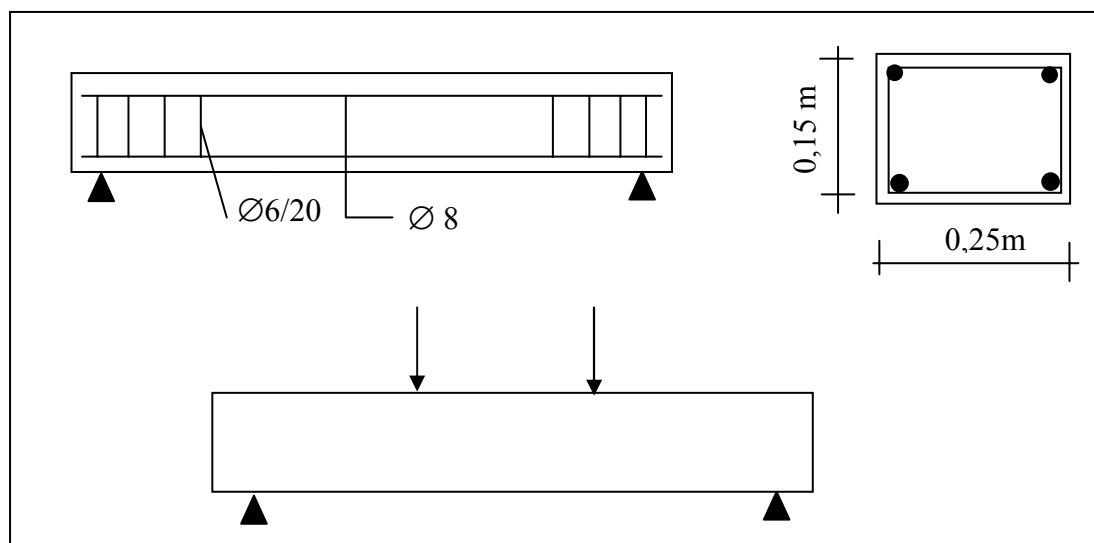


Bild A-8: Querschnitt, Bewehrung und Belastung, Versuch B
Fig. A-8: Cross-section, reinforcement and loading, test B
Fig. A-8: Section, armatures et chargement, essai B

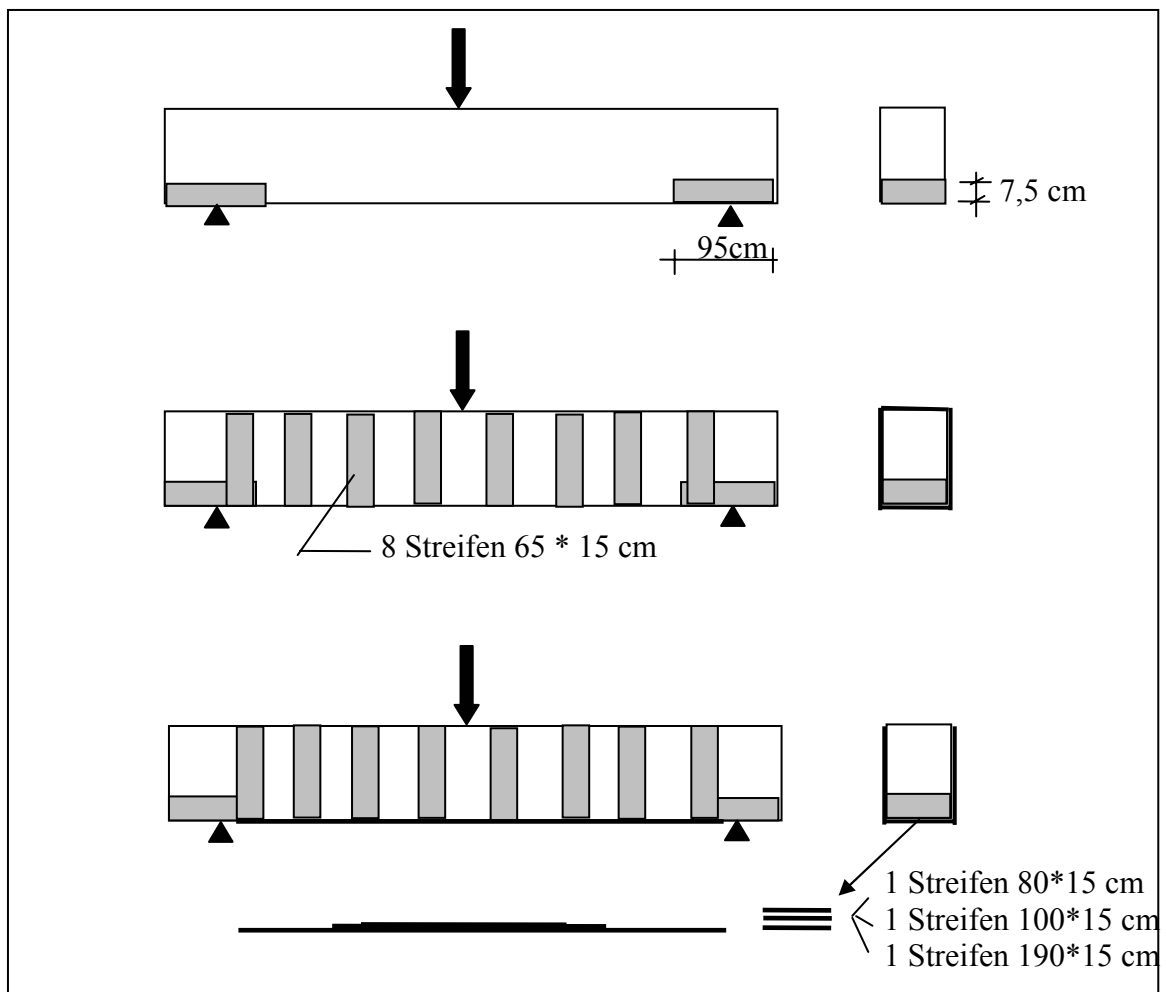


Bild A-9: Verstärkter Balken, Versuch C

Fig. A-9: Strengthened beam, test C

Fig. A-9: Poutre renforcée, essai C

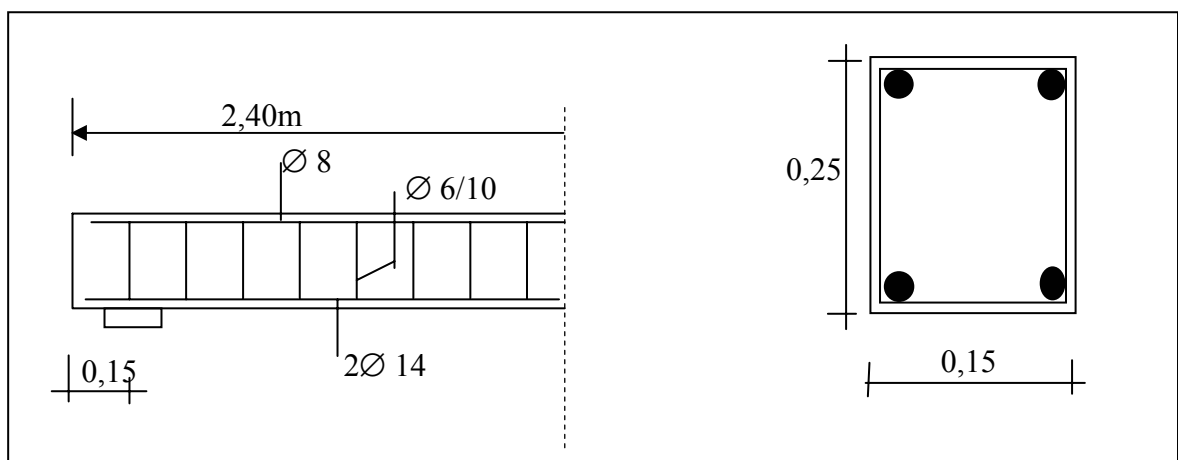


Bild A-10: Querschnitt und Bewehrung, Versuch D

Fig. A-10: Cross-section and reinforcement, Test D

Fig. A-10: Section et armatures interieures, essai D

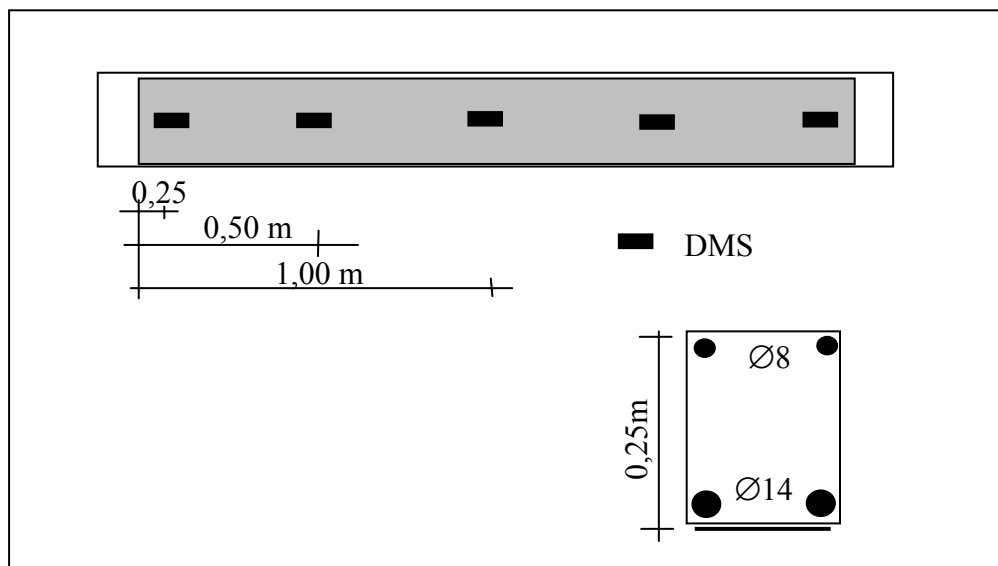


Bild A-11: Balken H, Verstärkung und Messpunkte, Versuch D
 Fig. A-11: Beam H, strengthening and measurement points, test D
 Fig. A-11: Poutre H, ferailage et points de mesures, essai D

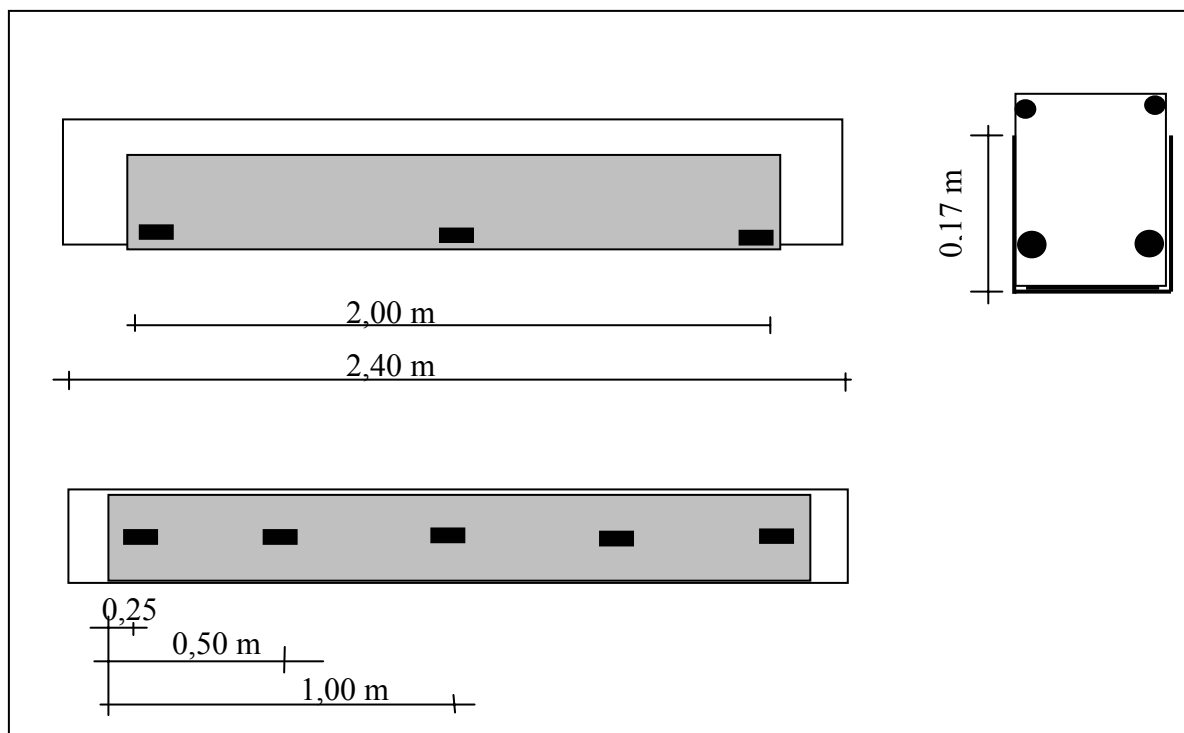


Bild A-12: Balken M, Verstärkung (T300 BD) und Messpunkte, Versuch D
 Fig. A-12: Beam M, strengthening (T300 BD) and measurement points, test D
 Fig. A-12: Poutre M, renforcement (T300 BD) et points de mesures, essai D

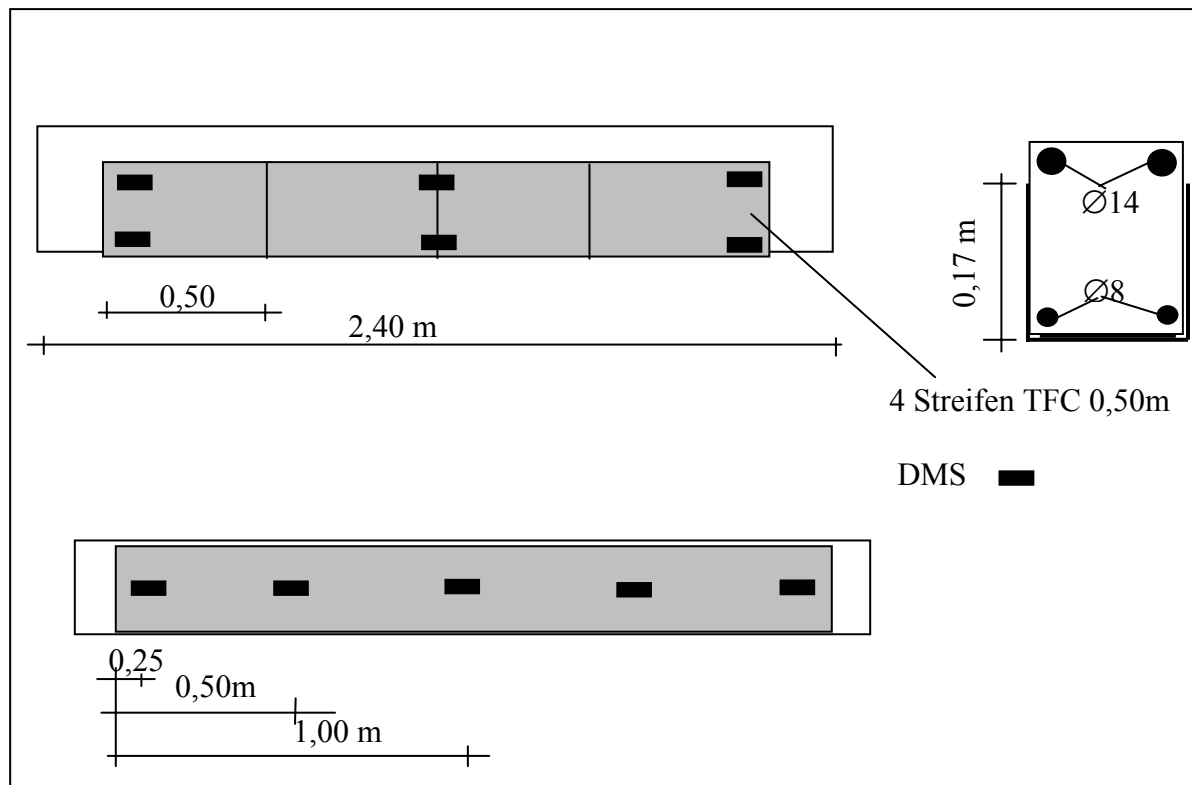


Bild A-13: Balken E, Verstärkung (untere Fläche und seitlich), Messpunkte, Versuch D
 Fig. A-13: Beam E, strengthening (bottom side and lateral), measurement points, Test D
 Fig. A-13: Poutre E, renforcement (face inferieure et latérale), points de mesures, essai D

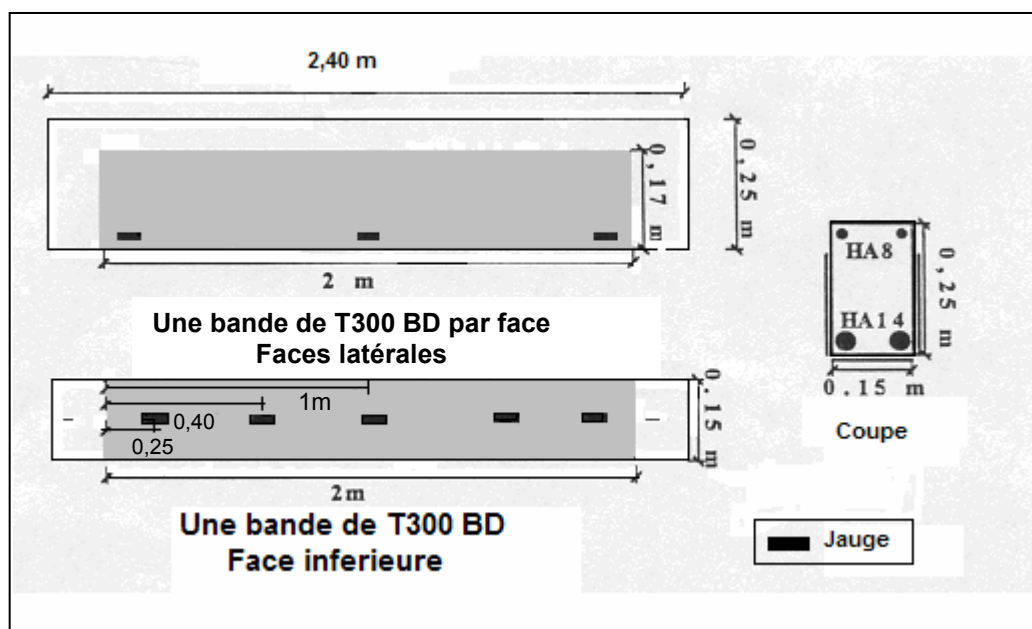
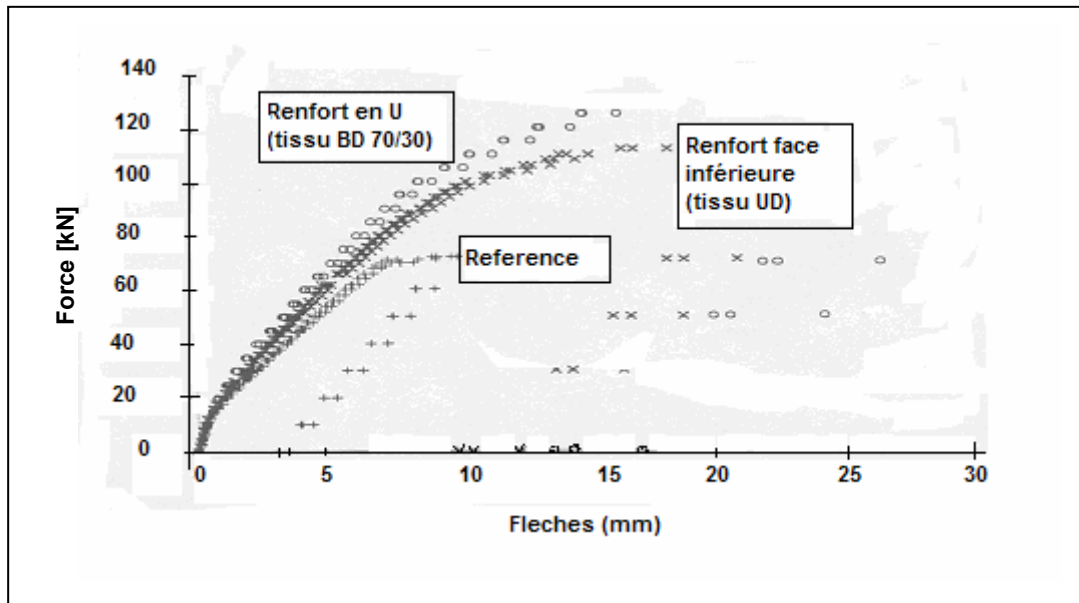


Bild A-14: Verstärkter Balken M (Unterseite und seitlich)
 Fig. A-14: Strengthened beam M (bottom side and lateral)
 Fig. A-14: Poutre M renforcée sur face inférieure et latérale



Bildd A-15: Dehnungs- Kraftverlauf der TFC[®]-Gewebe (Freyssinet Versuche)

Fig. A-15: Elongation-load curve of the TFC[®]-sheets (Freyssinet tests)

Fig. A-15: Courbe représentative des élongations-charges du tissu TFC[®] (Essais de Freyssinet)

Epoxydharzkleber XEP 3935 A / XEP 2919 B:

Der Kleber wird von der Firma ATOFINDLEY hergestellt und ist nach ISO 9001 in Frankreich durch L'AFAQ zugelassen.

- **Harz** **XEP 3935 A**
- **Härter** **XEP 2919 B**

Nach den "Regles pour la construction fascicule 65A" liegt die Anwendungstemperatur für diesen Kleber im Bereich zwischen 5 °C bis 30 °C. Die untere Grenze ist so festgesetzt, dass der Anwender nicht durch einen plötzlichen Temperaturabfall überrascht wird, der zu einem Gefrieren der Betonoberfläche führt, was die Güte der Klebung beeinträchtigen würde.

Die angegebene Höchsttemperatur soll eine ausreichend lange Verarbeitbarkeitszeit (Durée pratique d'utilisation: DPU) und eine vollständige Tränkung des Gewebes sicherstellen. Diese Grenzwerte sind allgemeine Empfehlungen in Frankreich.

Ausschlaggebend bei niedrigen Temperaturen ist die Beton- bzw. Bauteiltemperatur (wegen Eisbildung), dagegen ist bei höheren Temperaturen der Arbeitsfortschritt maßgebend (das Verhältnis der Verlegungsgeschwindigkeit zur Verarbeitbarkeitszeit des Klebers in Abhängigkeit von der Temperatur).

Die Temperatur ist auch entscheidend für die Aushärtungsdauer und damit für den Zeitpunkt, in dem das Bauteil nach der vorgenommenen Verstärkung wieder belastet werden kann. Z.B. erreicht der Kleber eine vollständige Aushärtung (Shore D=70) bei einer Temperatur von 5 °C in 7 Tagen, bei 30 °C schon in 2 Tagen.

Bei Temperaturen unter 0 °C wird der Aushärtungsprozess vollständig blockiert, er setzt erst ein, wenn die Temperatur wieder steigt. Dieses Verhalten macht man sich bei der Verwendung vorimprägnierter tiefgefrorener Gewebe zunutze.

Verschiedene Prüfversuche wurden durchgeführt und ergaben folgende Ergebnisse, die in unterer Tabelle zusammengefasst sind.

Eigenschaften des Klebers in Abhängigkeit von der Temperatur [33]

Properties according to Temperature [33]

Propriétés caractéristique de la résine en fonction de la temperature [33]

Temperatur °C	Viskosität mP s			DPU 1 Kg	DVP 1 Kg	Vollständige Aushärtung (Shore D=70)
	XEP 3935 A	XEP 2919 B	Mischung			
5°C	58000	78000	45000	6 Stunden	12 Stunden	> 7 T
10°C	41000	44000	33000	4 Std. 30mn	6 Stunden	7 Tagen
15°C	36000	34000	25000	2 Std. 30mn	3 Stunden	3-4 Tagen
20°C	30000	24000	20000	1 Std. 20mn	1 Std. 30 mn	2-3 Tagen
25°C	27000	18000	17000	50 Minuten	1 Stunde	2 Tagen
30°C	25000	16000	16000	40 Minuten	50 Minuten	< 2 Tagen

B Durchgeführte Biegeversuche in Darmstadt

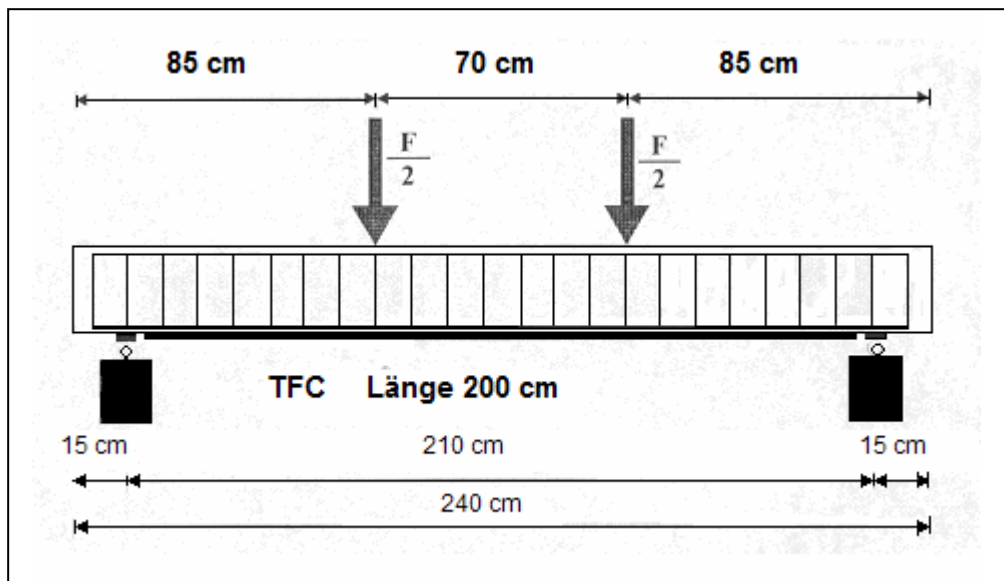


Bild B-1: Verstärkter Balken der Versuchsreihe 1

Fig. B-1: Strengthened beam of test series 1

Fig. B-1: Poutre renforcée de la série d'essai 1

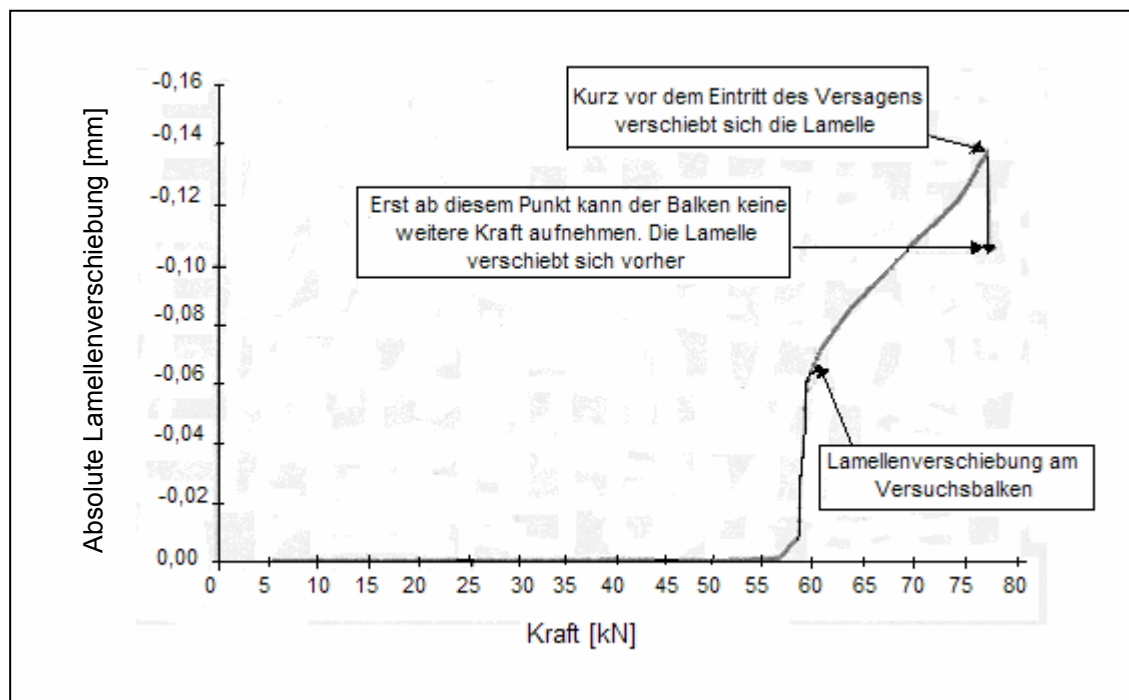


Bild B-2: Verschiebung des TFC® Gewebes, Versuchsreihe 1

Fig. B-2: Displacement of TFC® sheet, test series 1

Fig. B-2: Déplacement du tissu TFC® série d'essai 1

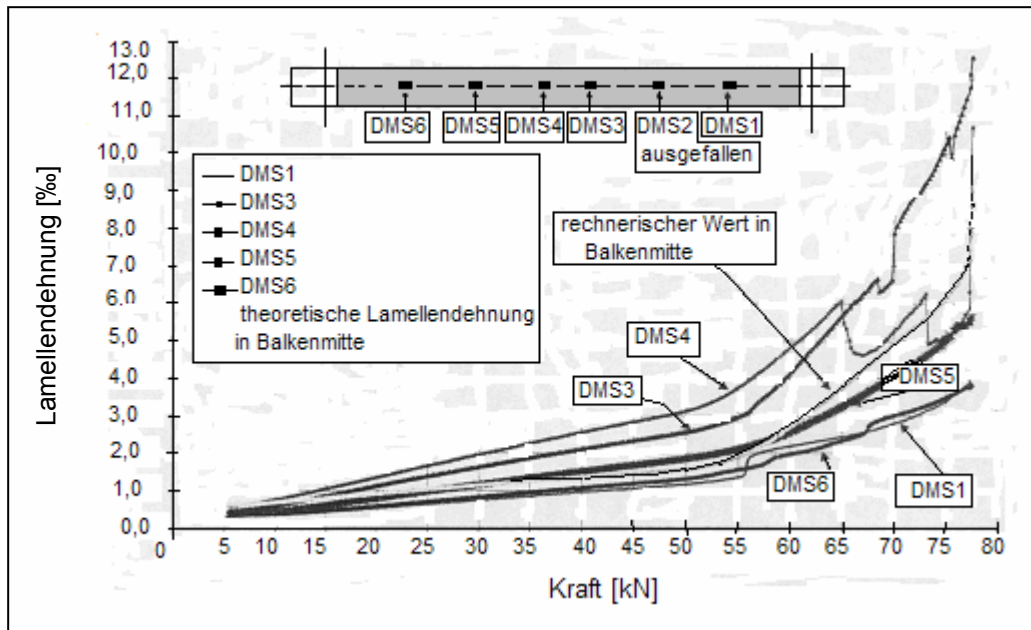


Bild B-3: Dehnung der TFC® Gewebe an der Unterseite, Versuchsreihe 1

Fig. B-3: Strain of TFC® sheets at bottom side, test series 1

Fig. B-3: Elongation du tissu TFC® a la surface inférieure serie d'essai 1

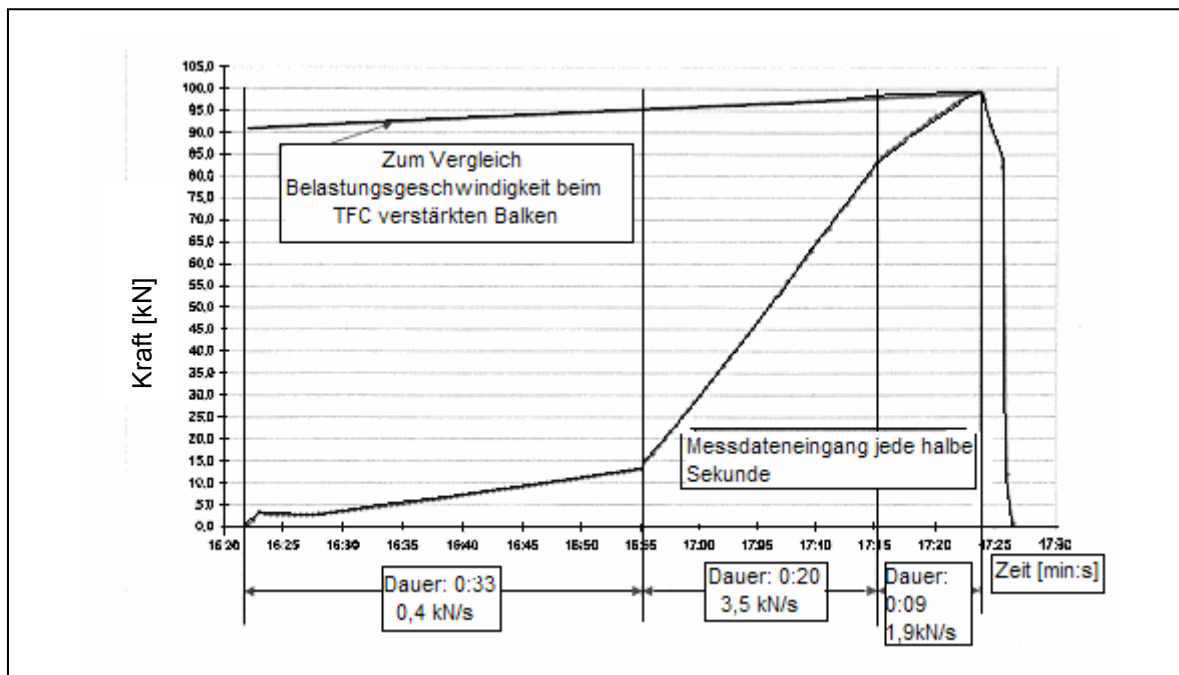


Bild B-4: Belastung des Referenzbalkens B1 bis zur Versagenslast

Fig. B-4: Loading of the reference beam B1 till failure load

Fig. B-4: Chargement de la poutre de référence B1 jusqu'à la rupture

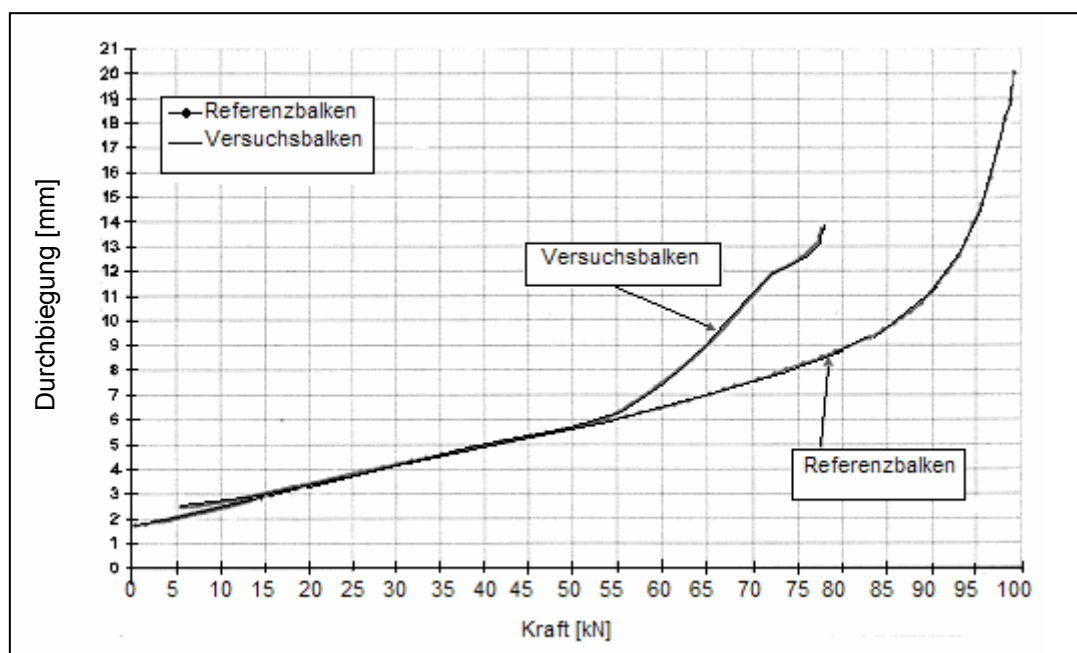


Bild B-5: Vergleich der Durchbiegungen bei der Belastung bis zum Bruch

Fig. B-5: Comparison of the deflections during loading until failure

Fig. B-5: Comparaison des déflexions durant l'augmentation de la charge de rupture

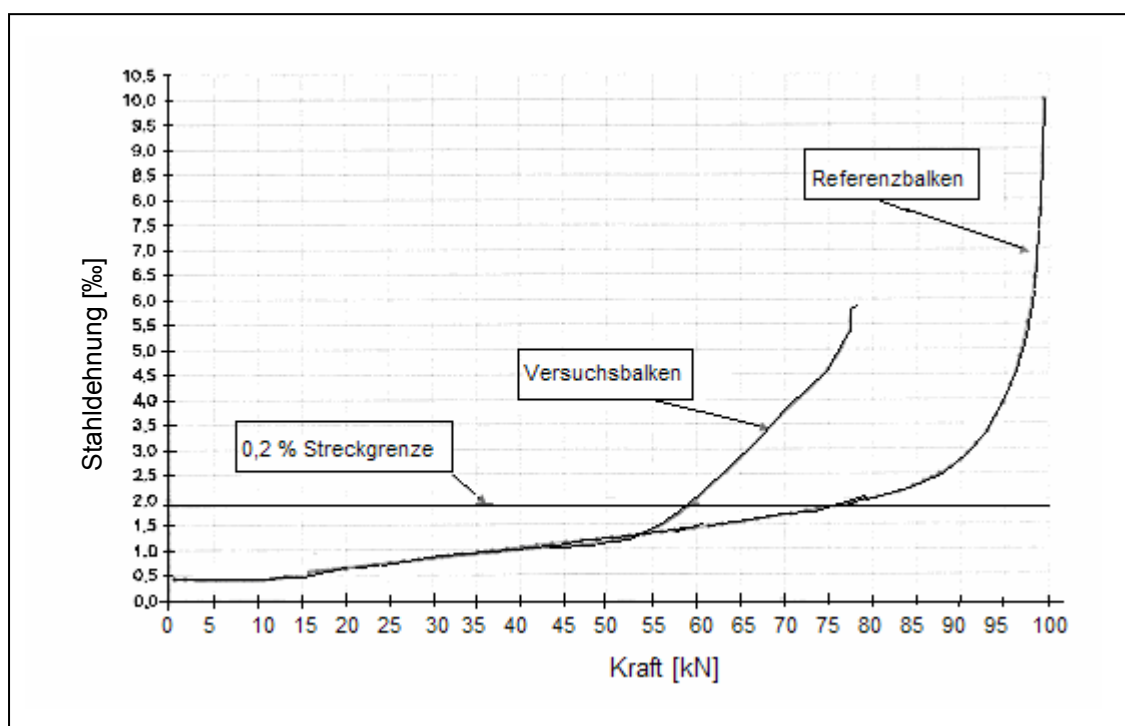


Bild B-6: Vergleich der Stahdehnungen bei der Belastung bis zum Bruch

Fig. B-6: Comparison of the steel strains during loading until failure

Fig. B-6: Comparaison des élongations d'armatures durant l'augmentation de la charge de la rupture

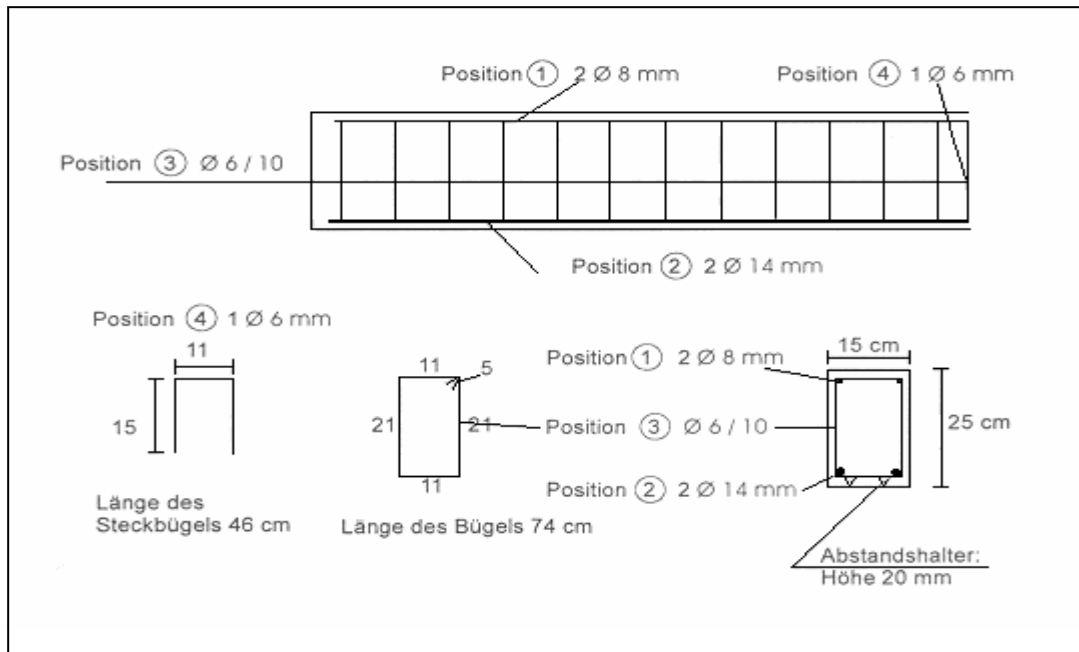


Bild B-7: Balken der Versuchsreihe 2

Fig. B-7: Beam of test series 2

Fig. B-7: Poutre de la serie d'essai 2

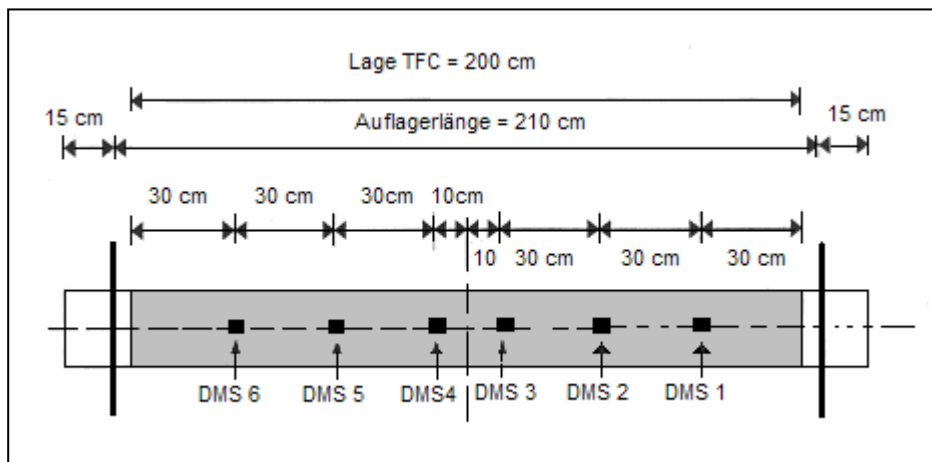


Bild B-8: Verstärkte Balken mit TFC® Gewebe der Versuchsreihe 2

Fig. B-8: Strengthened beam with TFC® sheets of test series 2

Fig. B-8: Poutre renforcée par le tissu TFC® de la serie d'essai 2

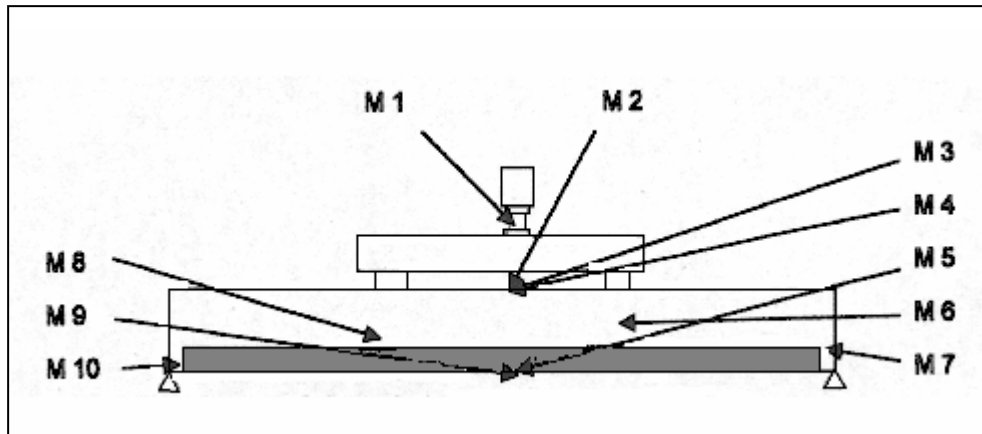


Bild B-9: Messungen an den verstärkten Versuchsbalken der Serie 2
 Fig. B-9: Measurement at the strengthened test beams of test series 2
 Fig. B-9: Points de mesures de la poutre renforcée de la serie d'essai 2

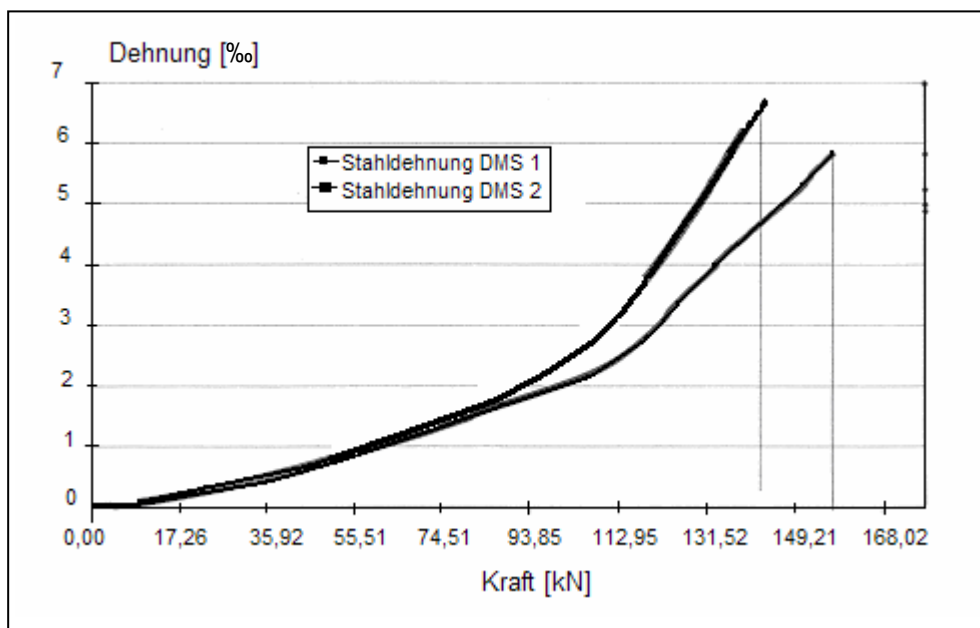


Bild B-10: Stahldehnung bei der Versuchsreihe 2
 Fig. B-10: Steel strains of test series 2
 Fig. B-10: Élongation des armatures pour l'essai 2

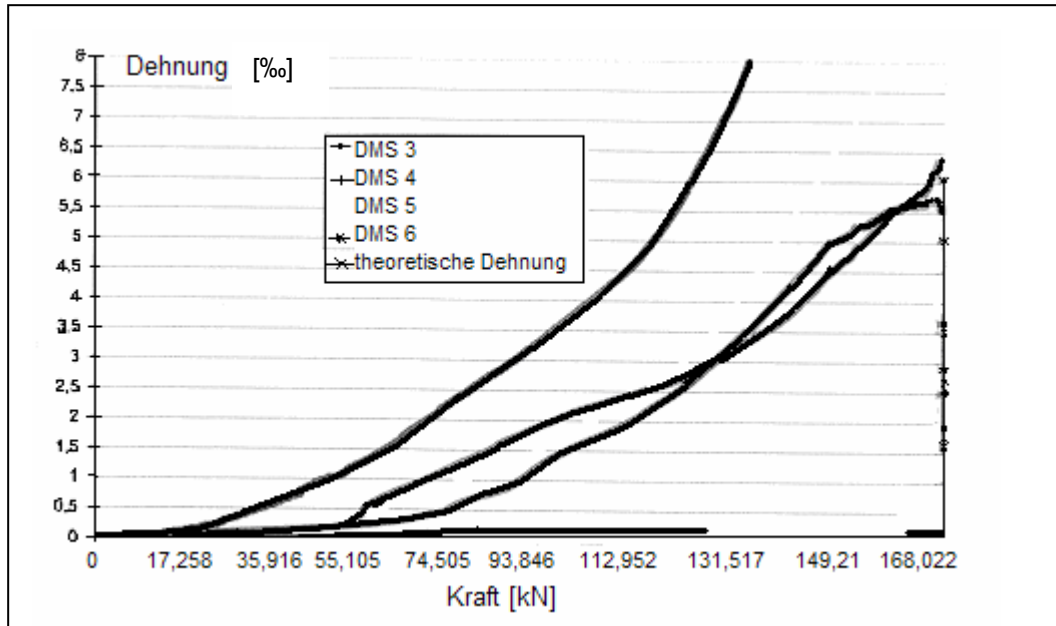


Bild B-11: TFC®- Gewebe Dehnung bei der zweiten Versuchsreihe

Fig. B-11: Strains of the TFC® for the second series of test beams

Fig. B-11: Élongation du tissu TFC® de la poutre de la série d'essai 2

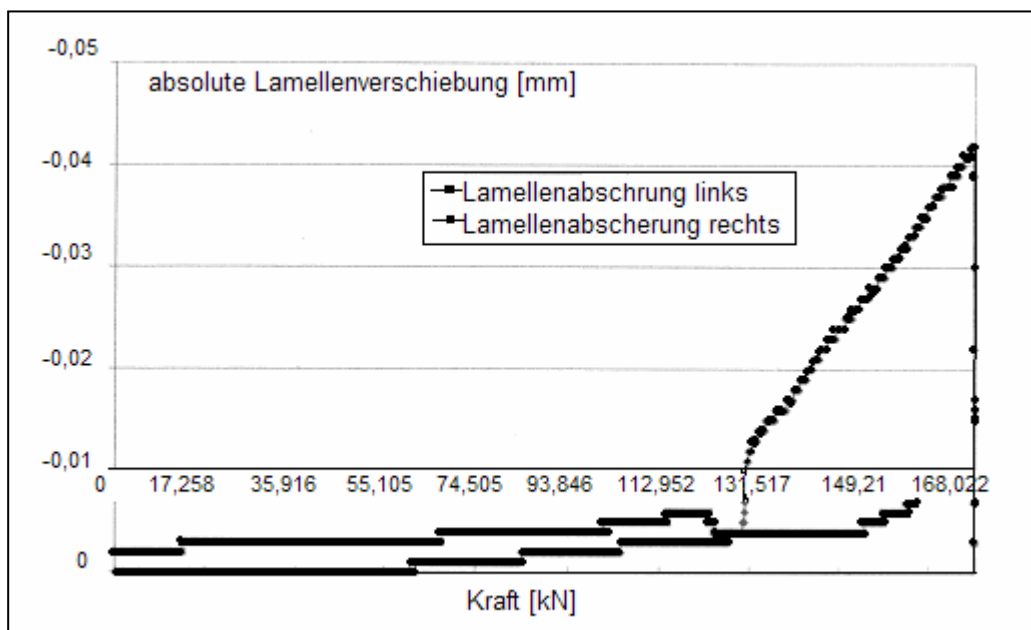


Bild B-12: TFC®- Verschiebung bei der zweiten Versuchsreihe

Fig. B-12: Displacement of the TFC® for the second test series

Fig. B-12: Déplacement du tissu TFC® de la poutre de la série d'essai

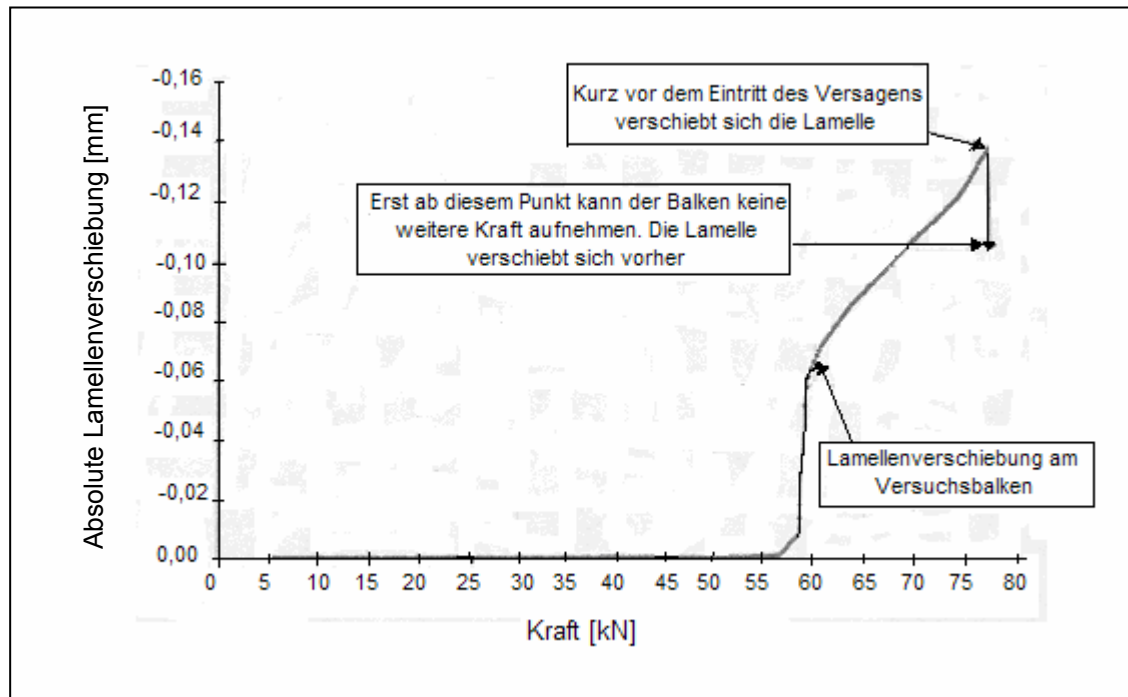


Bild B-13: Verschiebung der TFC®-Gewebe – Linkes Auflager

Fig. B-13: Displacement of TFC® - Left support

Fig. B-13: Déplacement du tissu TFC® - Appui gauche

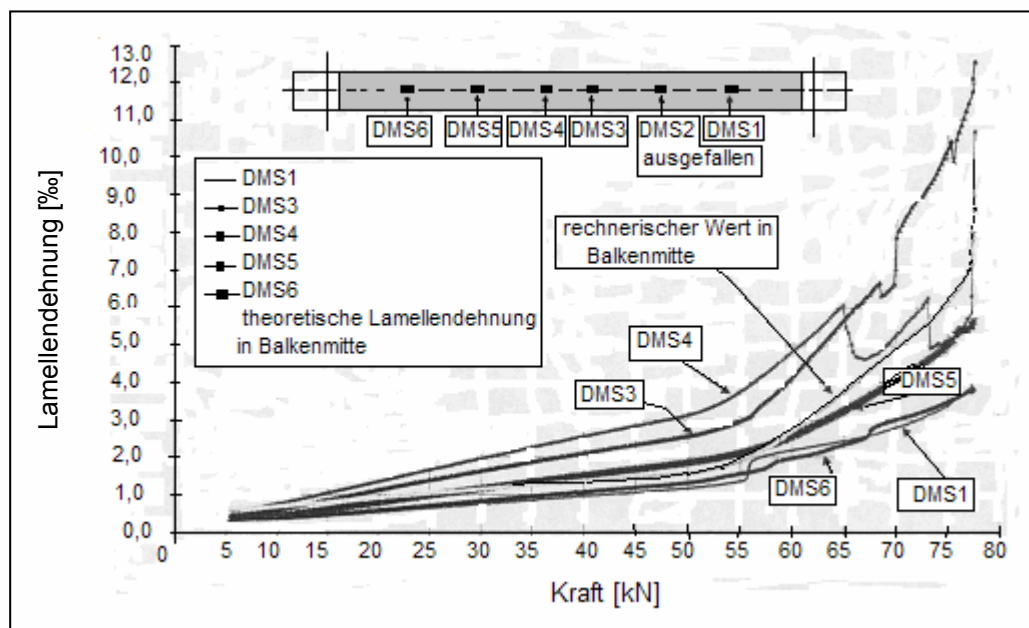


Bild B-14: Verlauf der TFC®-Gewebe-Dehnung, DMS 2 ausgefallen

Fig. B-14: Development of TFC® strain, DMS 2 failed

Fig. B-14: Allure de la courbe d'élongation du tissu TFC®

C Dehnungsverläufe und Bemessungshilfen

- I Dehnungsverläufe nach den Versuchen und den Verbundmodellen
- II Erarbeitete vereinfachte Bemessungshilfen

C.I Dehnungsverläufe nach Versuch und Verbundmodelle

A) Dehnungsverläufe nach der Versuche in Frankreich

Probekörper Nr. 1

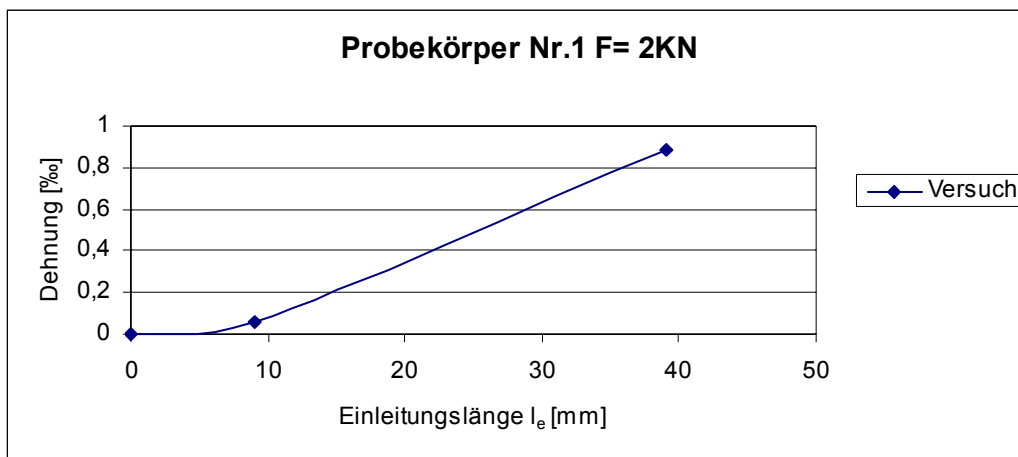


Bild C-1: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 2$ kN

Fig. C-1: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 2$ kN

Fig. C-1: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 2$ kN

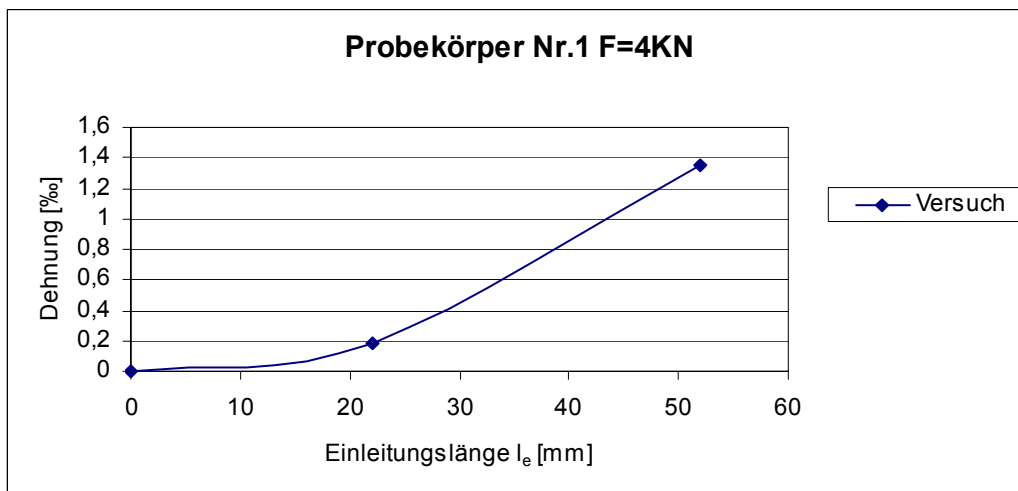


Bild C-2: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 4$ kN

Fig. C-2: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 4$ kN

Fig. C-2: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 4$ kN

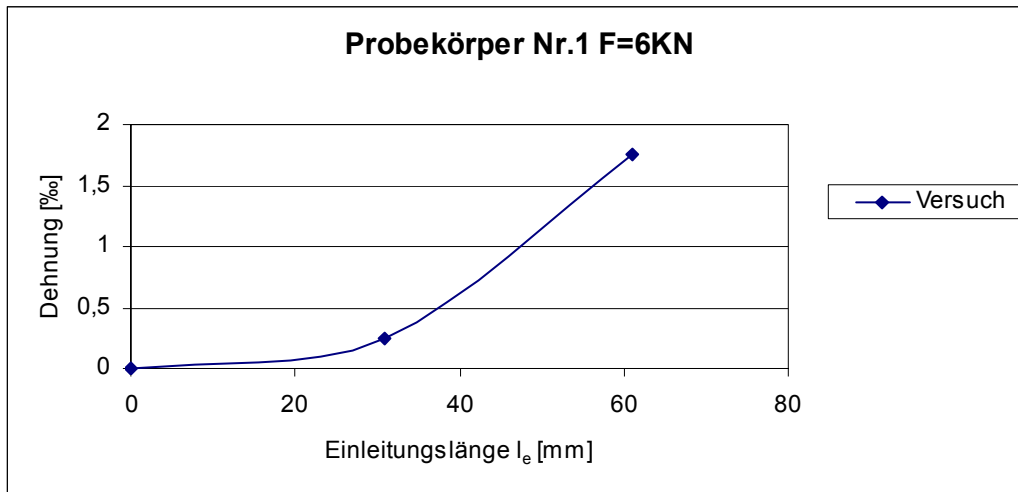


Bild C-3: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 6$ kN

Fig. C-3: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 6$ kN

Fig. C-3: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 6$ kN

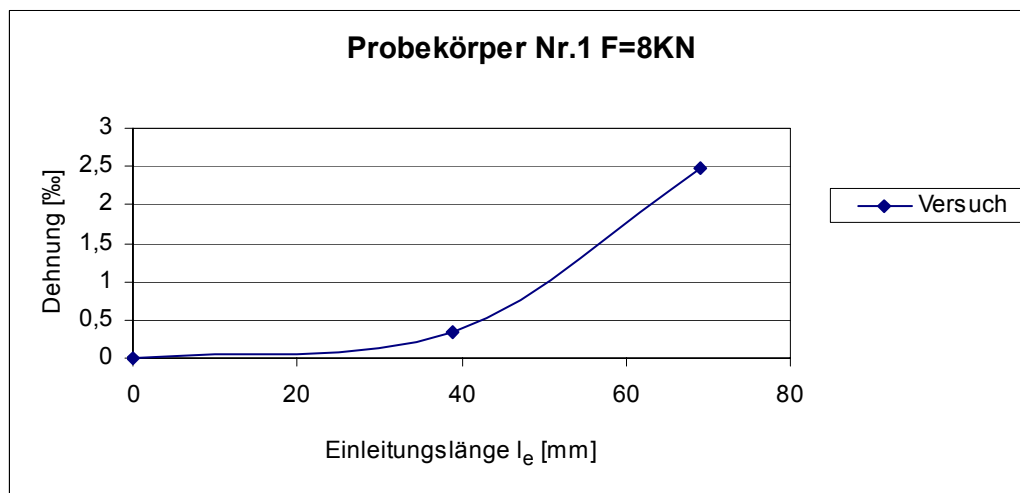


Bild C-4: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 8$ kN

Fig. C-4: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 8$ kN

Fig. C-4: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 8$ kN

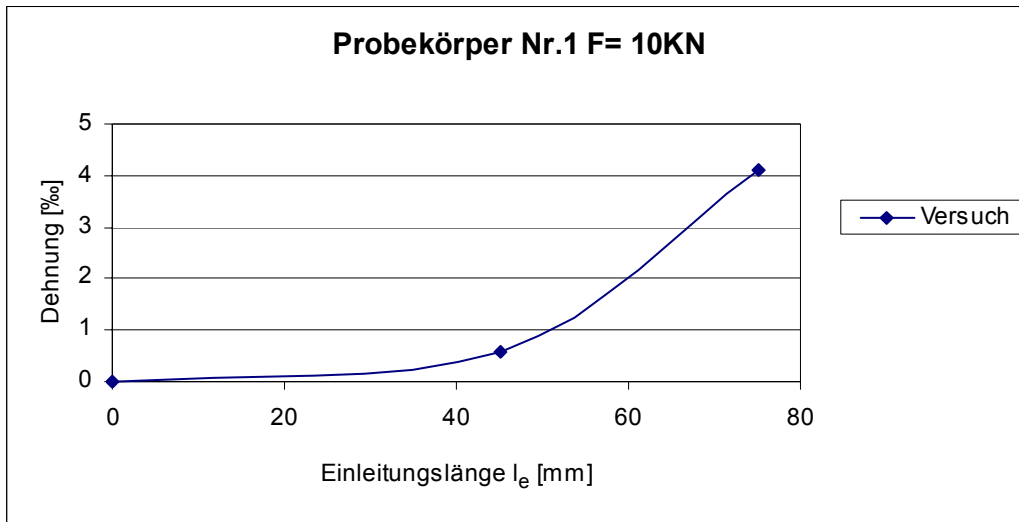
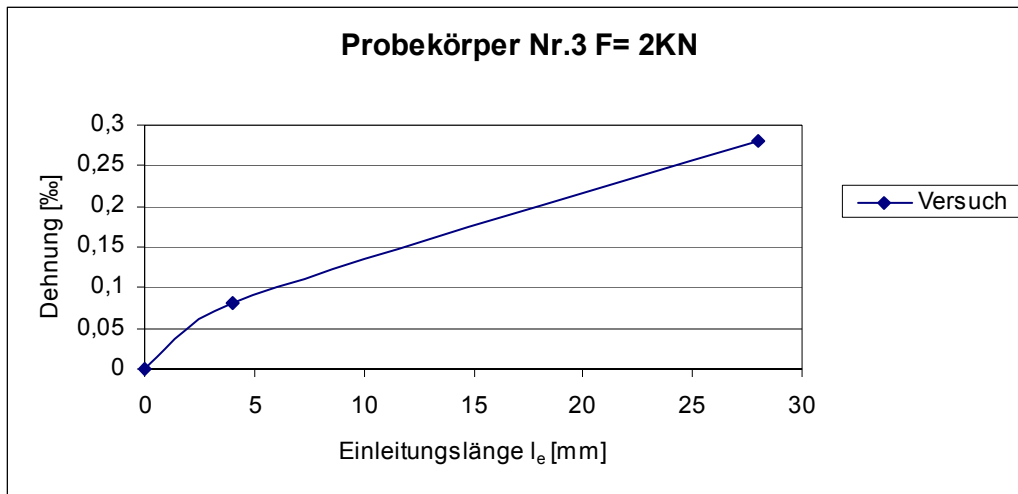
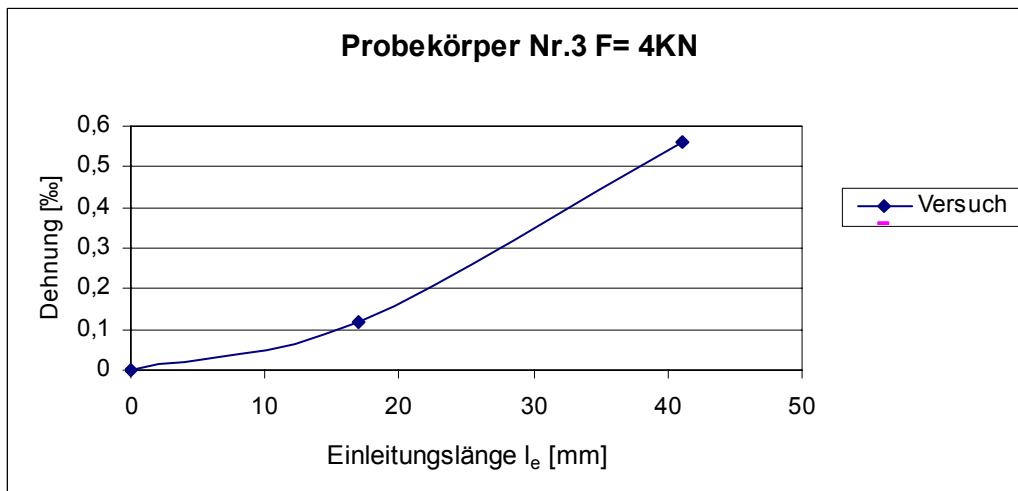


Bild C-5: Dehnungsverlauf über Einleitungslänge bei Laststufe $F= 10$ kN

Fig. C-5: Strain distribution over anchorage length by load $F = 10$ kN

Fig. C-5: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F=10$ kN

Probekörper Nr.3Bild C-6: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 2$ kNFig. C-6: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 2$ kNFig. C-6: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 2$ kNBild C-7: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 4$ kNFig. C-7: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 4$ kNFig. C-7: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 4$ kN

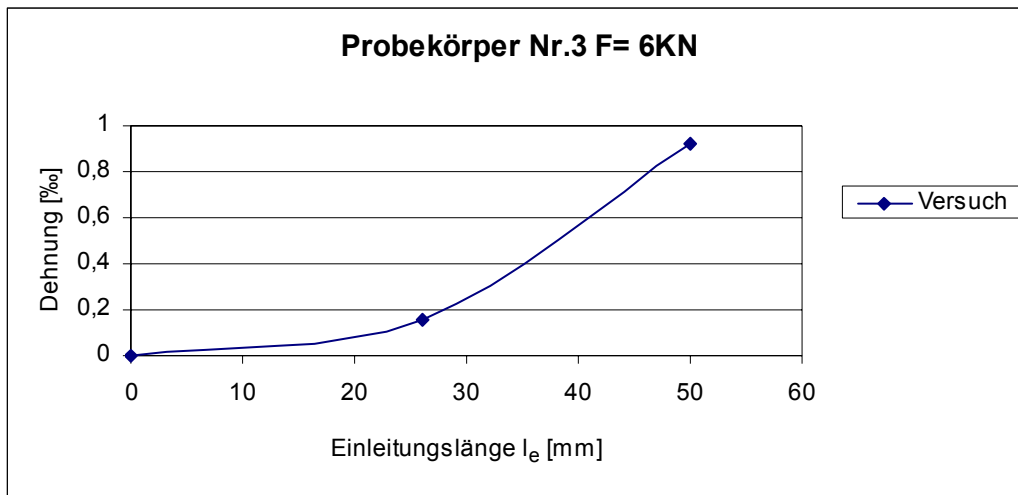


Bild C-8: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 6$ kN

Fig. C-8: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 6$ kN

Fig. C-8: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 6$ kN

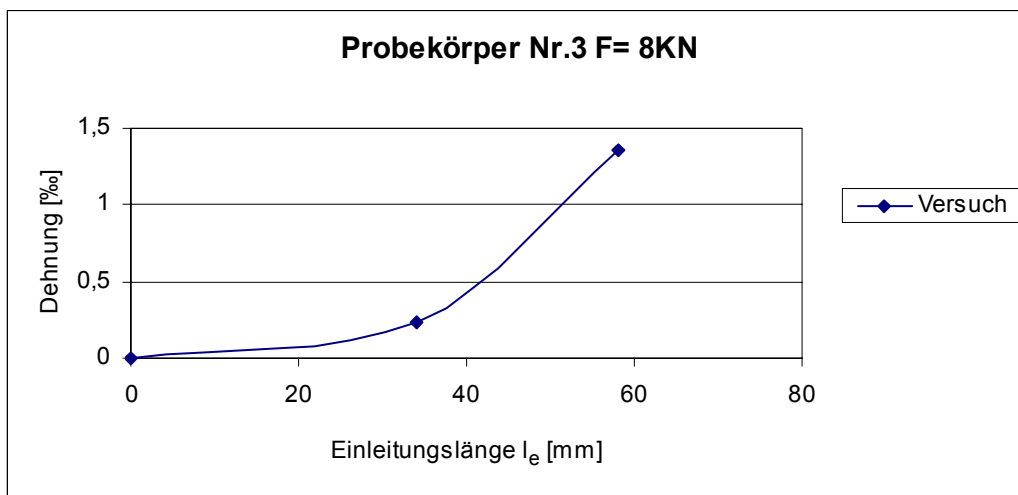


Bild C-9: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 8$ kN

Fig. C-9: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 8$ kN

Fig. C-9: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 8$ kN

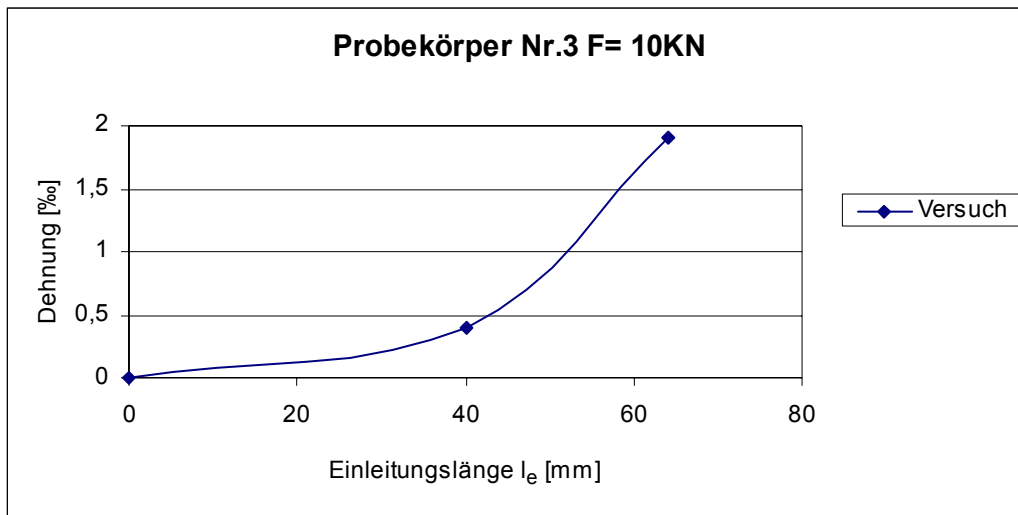


Bild C-10: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F= 10$ kN

Fig. C-10: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 10$ kN

Fig. C-10: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 10$ kN

B) Vergleich Dehnungsverläufe Versuch-nichtlineares Model

Probekörper Nr. 1

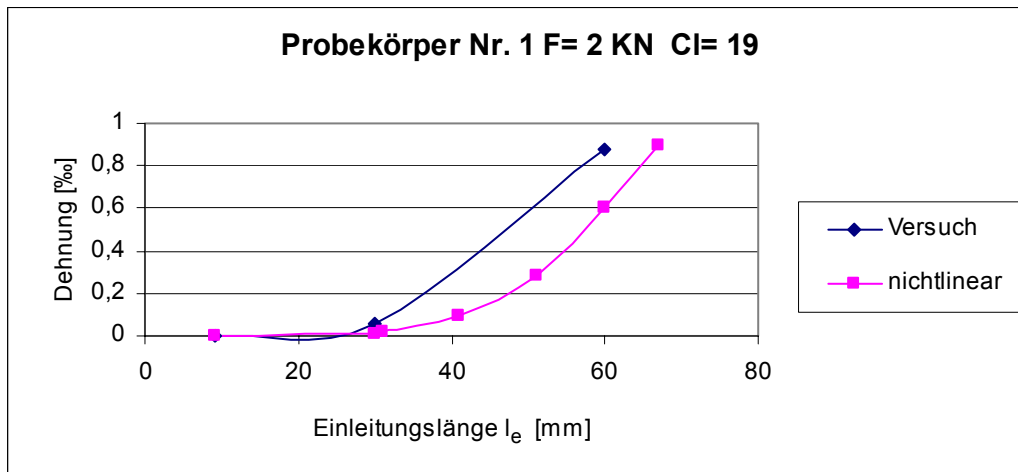


Bild C-11: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 2 \text{ kN}$

Fig. C-11: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 2 \text{ kN}$

Fig. C-11 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 2 \text{ kN}$

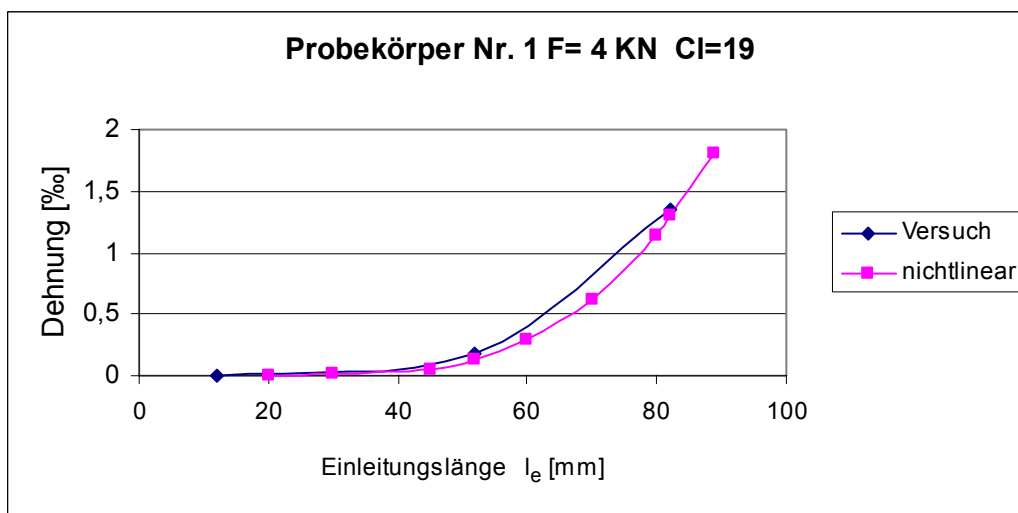
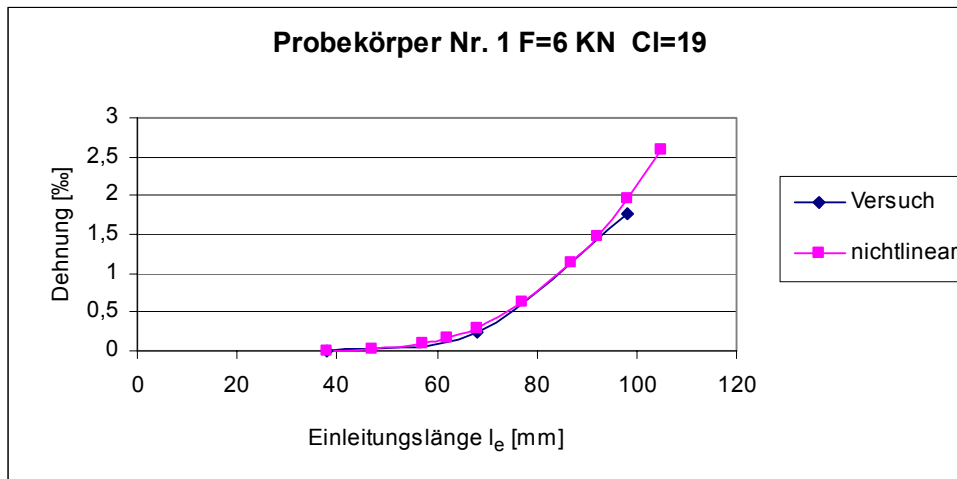
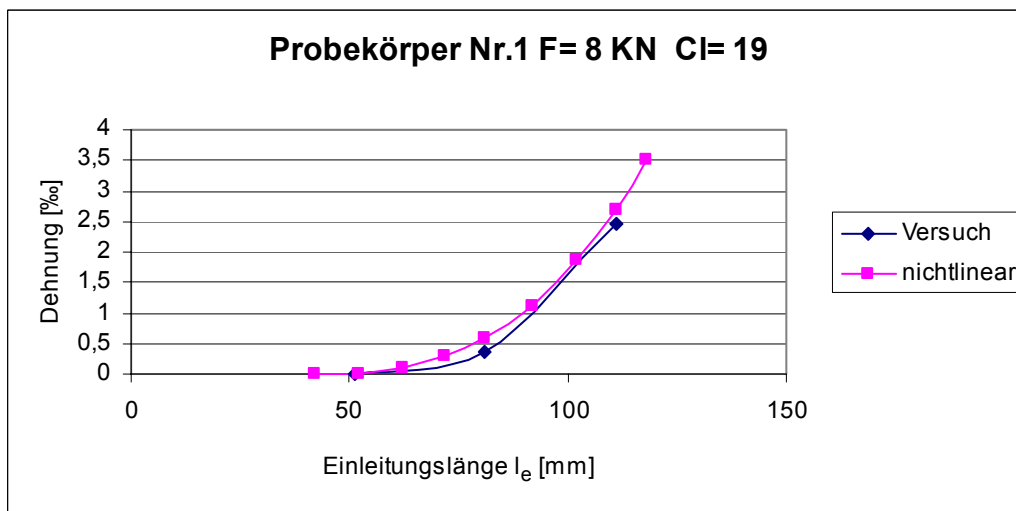


Bild C-12: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 4 \text{ kN}$

Fig. C-12: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 4 \text{ kN}$

Fig. C-12 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 4 \text{ kN}$

Bild C-13: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 6\text{ kN}$ Fig. C-13: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 6\text{ kN}$ Fig. C-13 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 6\text{ kN}$ Bild C-14: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 8\text{ kN}$ Fig. C-14: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 8\text{ kN}$ Fig. C-14 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 8\text{ kN}$

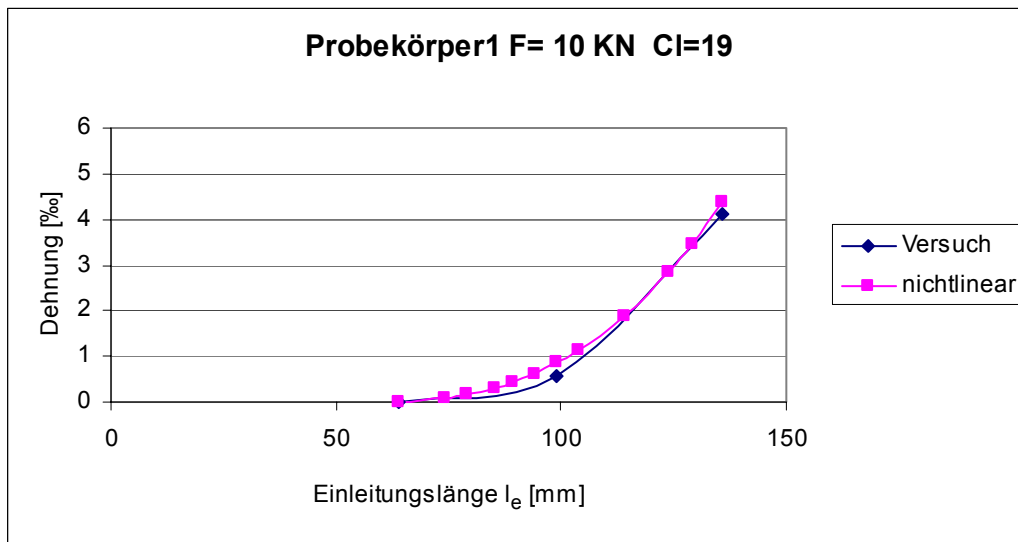
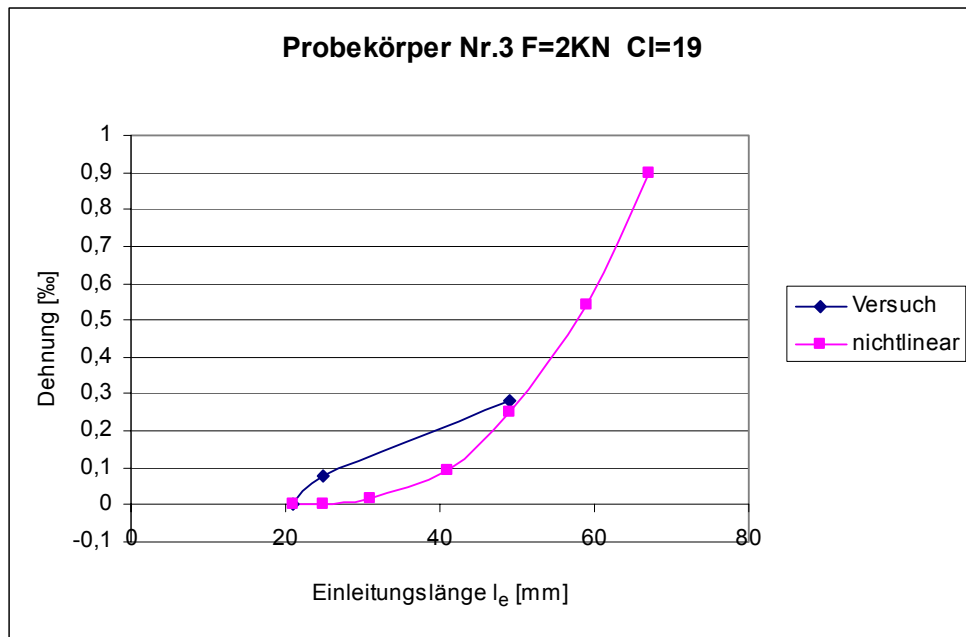
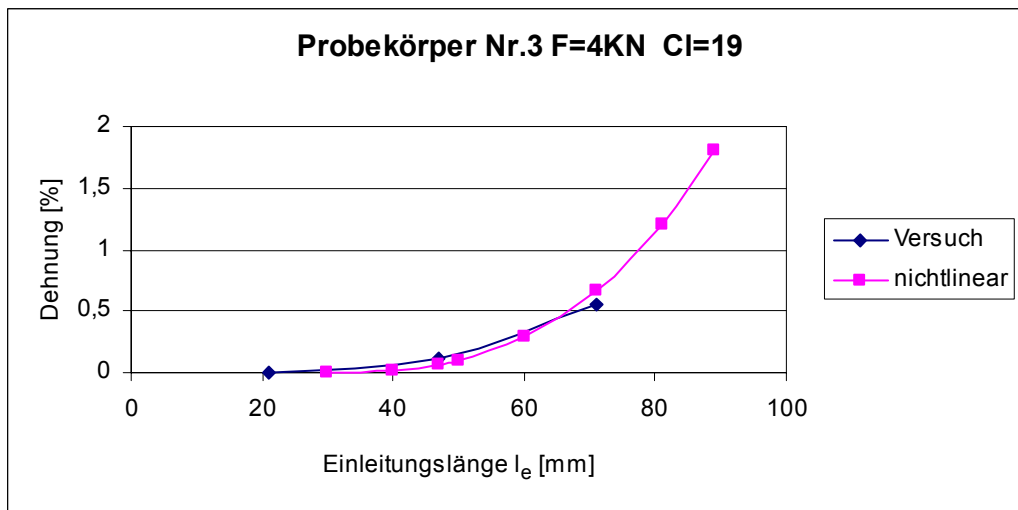


Bild C-15: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 10$ kN

Fig. C-15: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 10$ kN

Fig. C-15 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 10$ kN

Probekörper Nr.3Bild C-16: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 2 \text{ kN}$ Fig. C-16: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 2 \text{ kN}$ Fig. C-16 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 2 \text{ kN}$ Bild C-17: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 4 \text{ kN}$ Fig. C-17: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 4 \text{ kN}$ Fig. C-17 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 4 \text{ kN}$

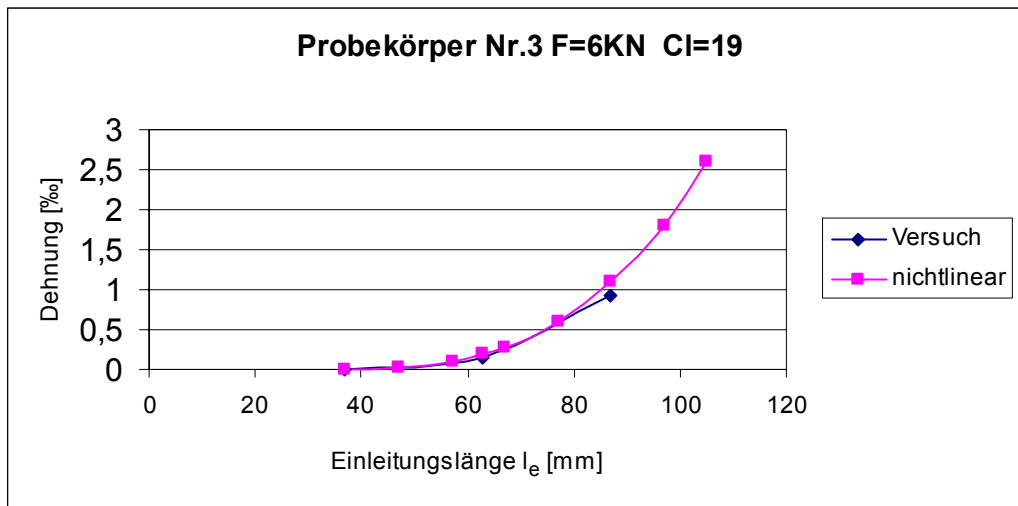


Bild C-18: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 6 \text{ kN}$

Fig. C-18: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 6 \text{ kN}$

Fig. C-18 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 6 \text{ kN}$

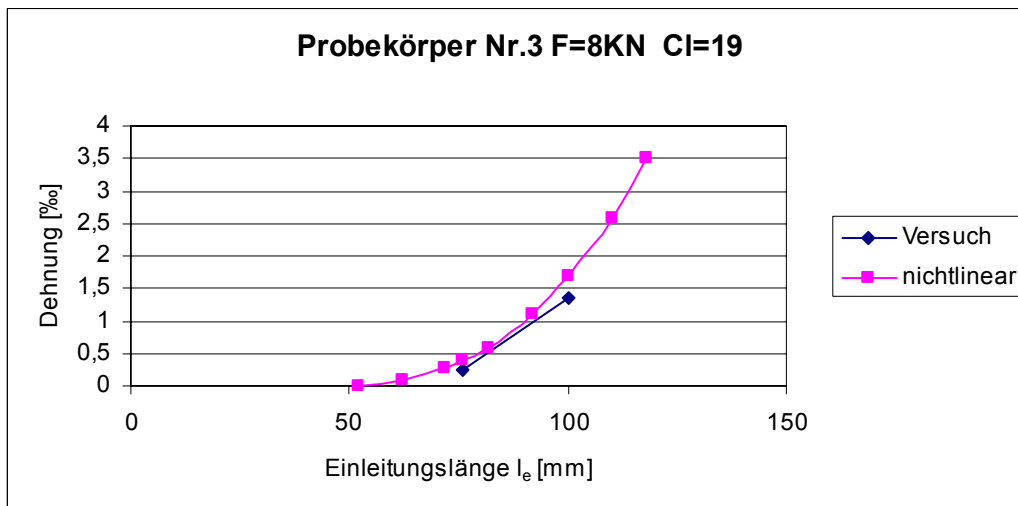


Bild C-19: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 8 \text{ kN}$

Fig. C-19: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 8 \text{ kN}$

Fig. C-19 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 8 \text{ kN}$

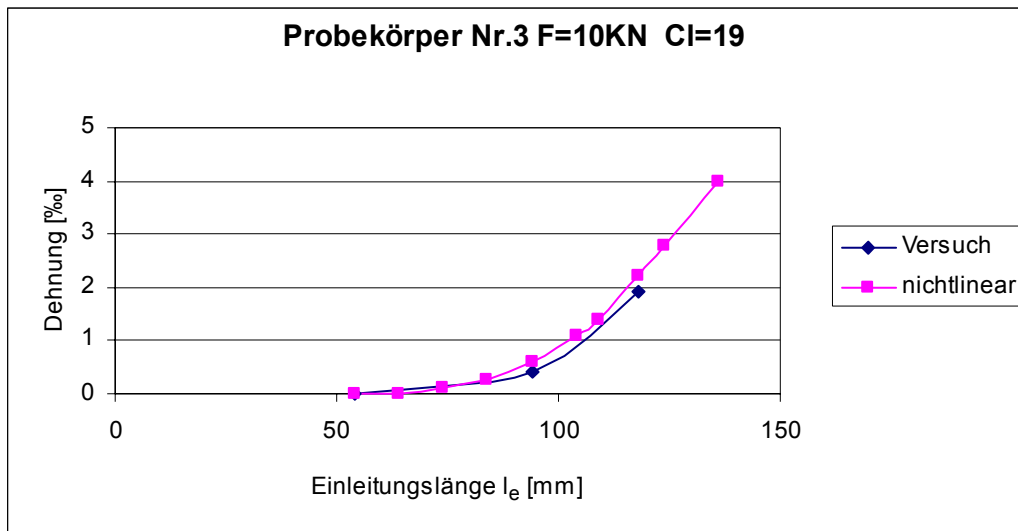


Bild C-20: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 10$ kN

Fig. C-20: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 10$ kN

Fig. C-20 : Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 10$ kN

C) Vergleich Dehnungsverläufe Versuch - bilinearer Modell

Probekörper Nr. 1

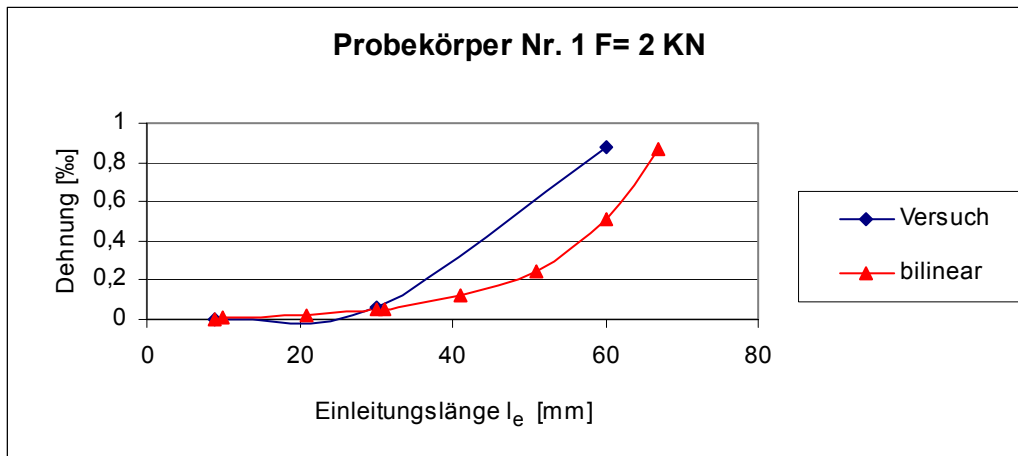


Bild C-21: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 2 \text{ kN}$

Fig. C-21: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 2 \text{ kN}$

Fig. C-21: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 2 \text{ kN}$

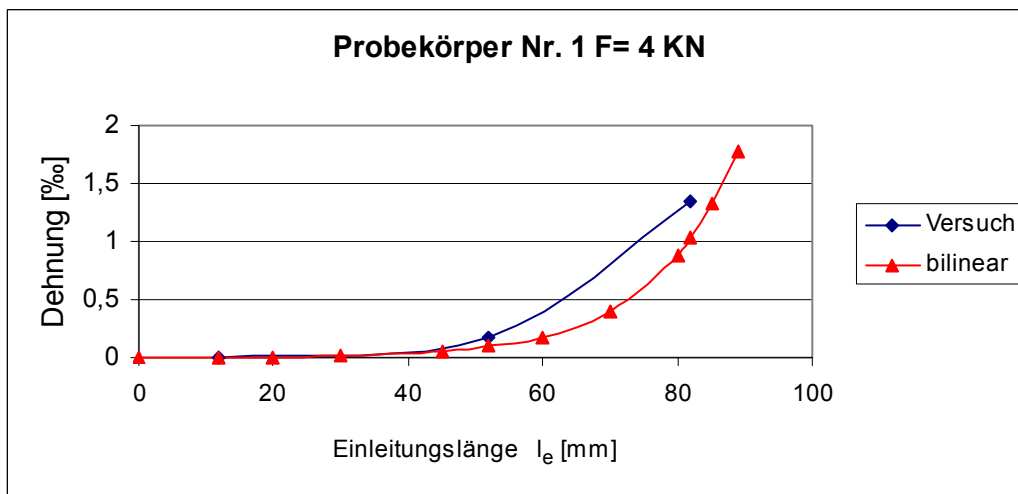
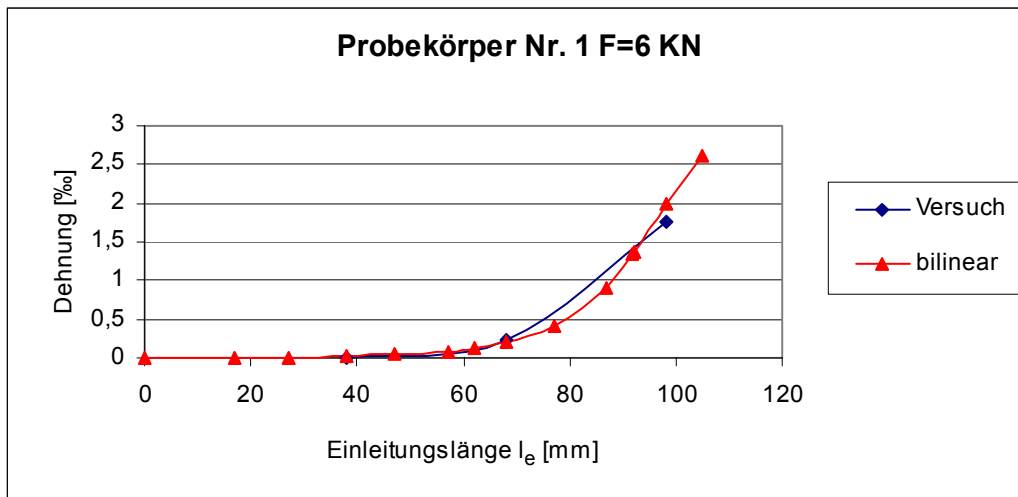
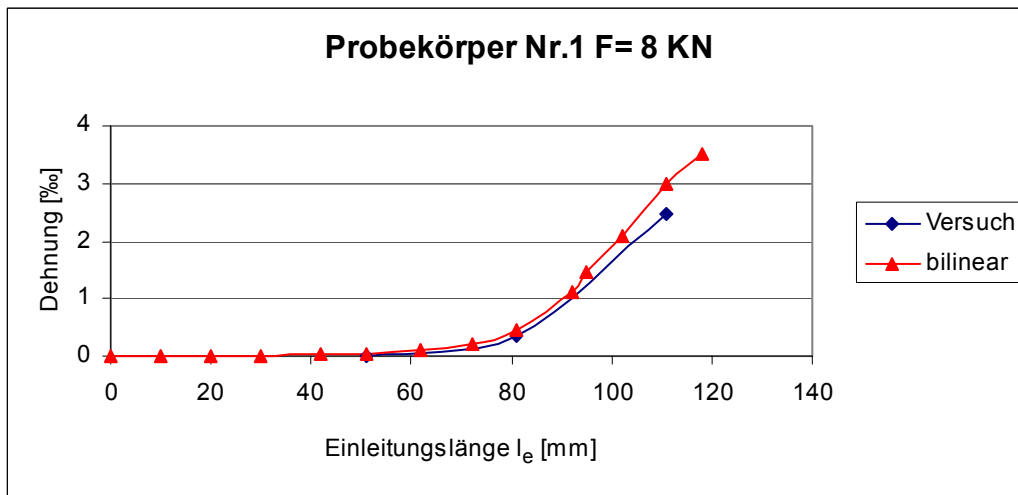


Bild C-22: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 4 \text{ kN}$

Fig. C-22: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 4 \text{ kN}$

Fig. C-22: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 4 \text{ kN}$

Bild C-23: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 6$ kNFig. C-23: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 6$ kNFig. C-23: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 6$ kNBild C-24: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 8$ kNFig. C-24: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 8$ kNFig. C-24: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 8$ kN

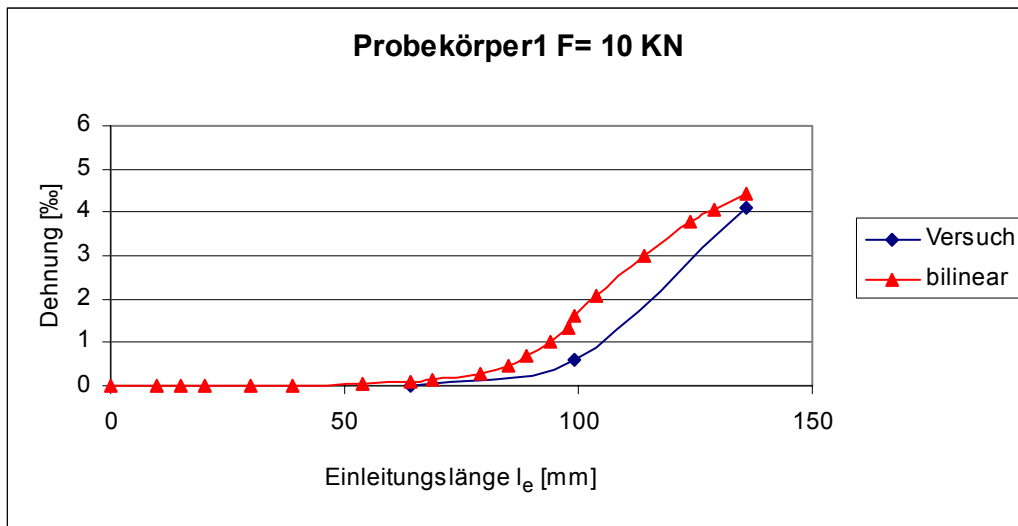
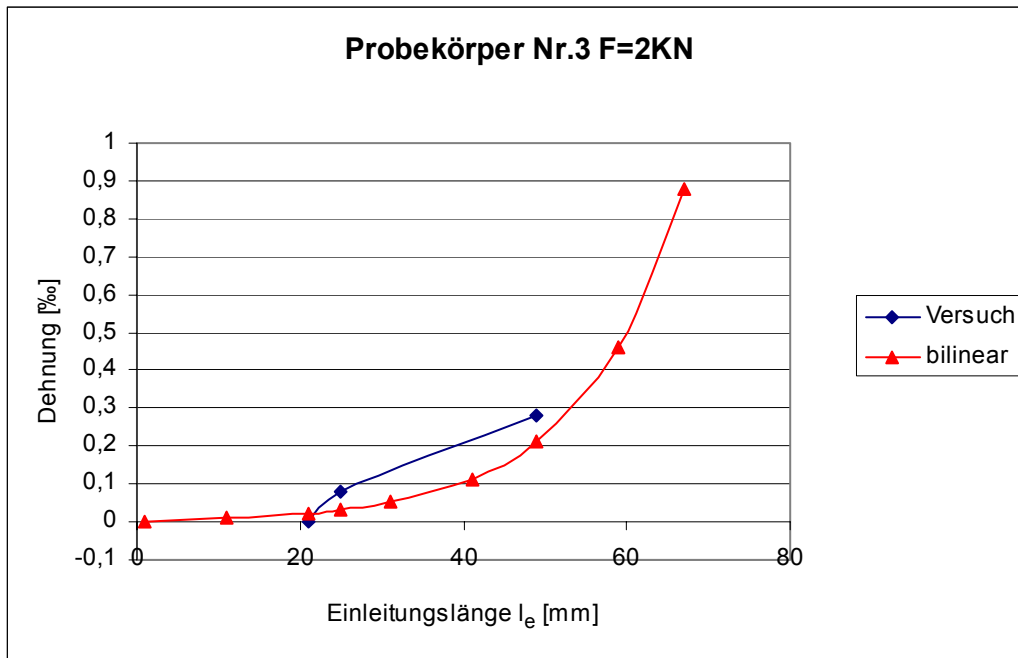
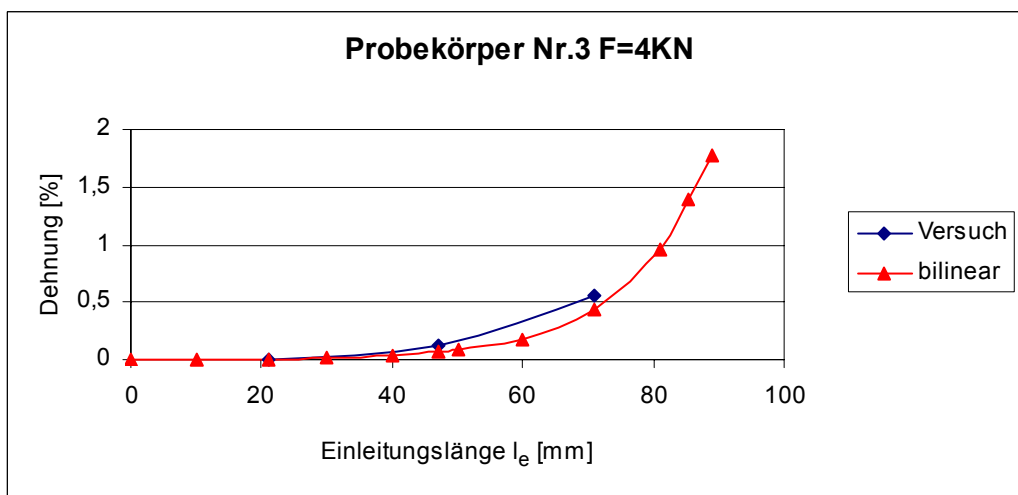


Bild C-25: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 10$ kN

Fig. C-25: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 10$ kN

Fig. C-25: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 10$ kN

Probekörper Nr.3Bild C-26: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 2 \text{ kN}$ Fig. C-26: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 2 \text{ kN}$ Fig. C-26: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 2 \text{ kN}$ Bild C-27: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 4 \text{ kN}$ Fig. C-27: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 4 \text{ kN}$ Fig. C-27: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 4 \text{ kN}$

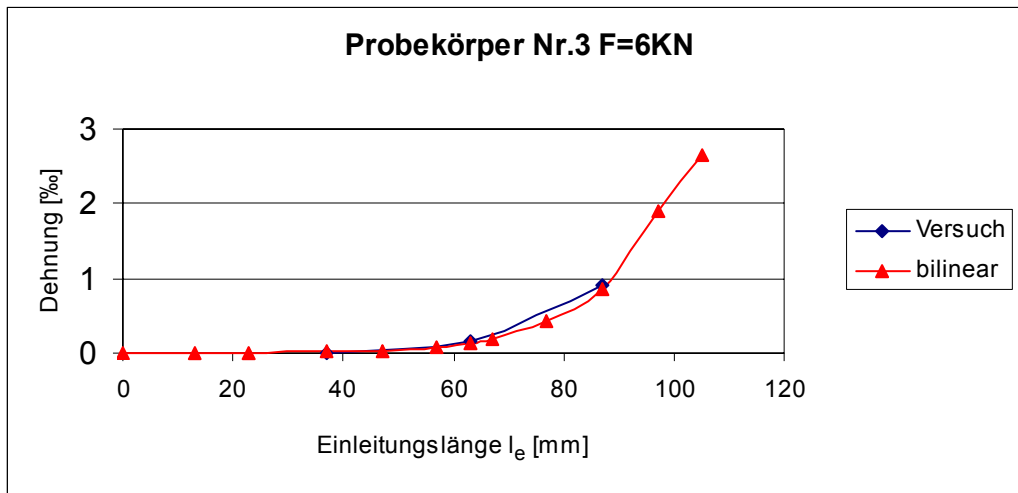


Bild C-28: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 6$ kN

Fig. C-28: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 6$ kN

Fig. C-28: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 6$ kN

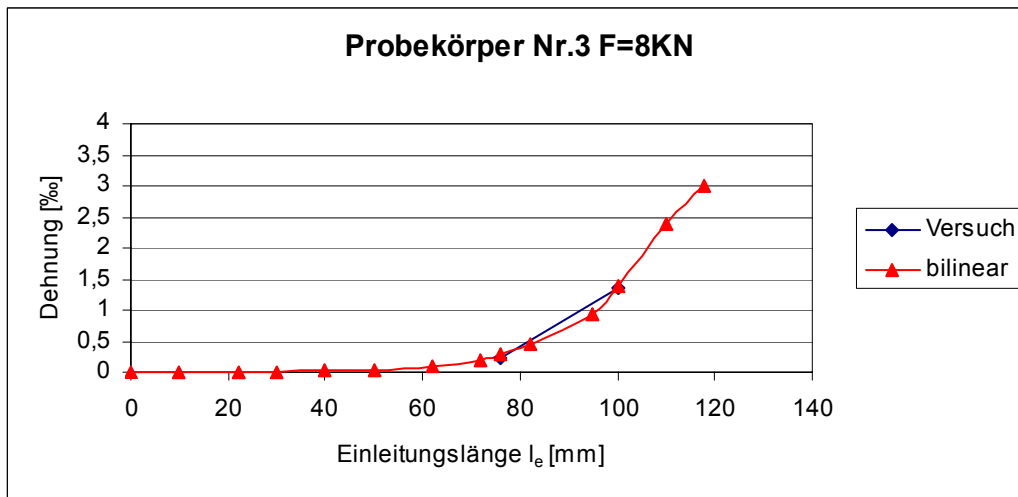


Bild C-29: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 8$ kN

Fig. C-29: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 8$ kN

Fig. C-29: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 8$ kN

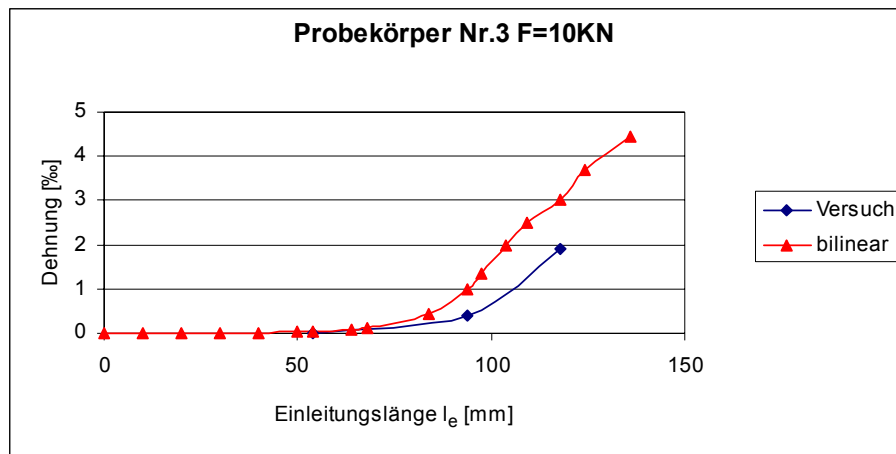


Bild C-30: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 10$ kN

Fig. C-30: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 10$ kN

Fig. C-30: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 10$ kN

D) Vergleich zwischen den Versuch und die zwei Modelle

Probekörper Nr. 1

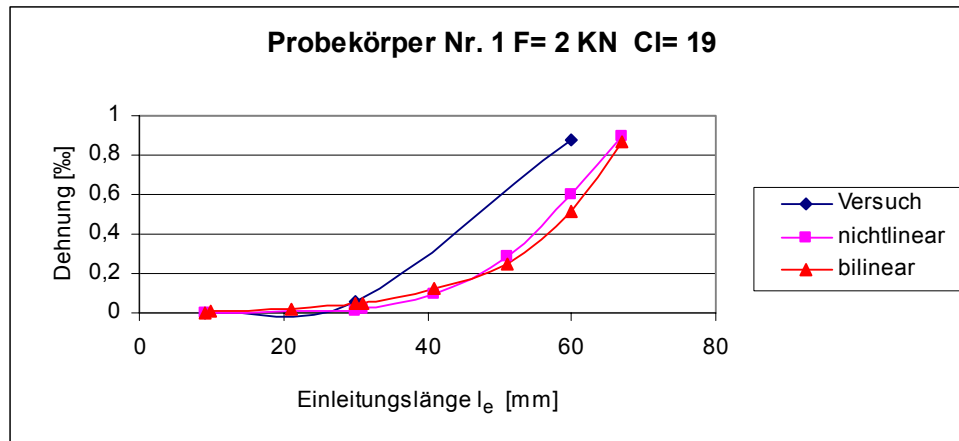


Bild C-31: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 2 \text{ kN}$

Fig. C-31: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 2 \text{ kN}$

Fig. C-31: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 2 \text{ kN}$

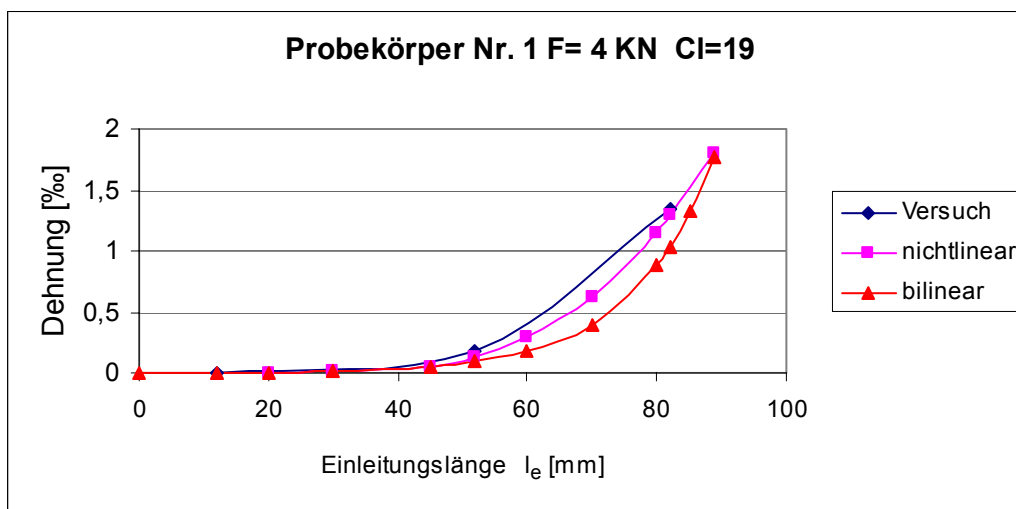
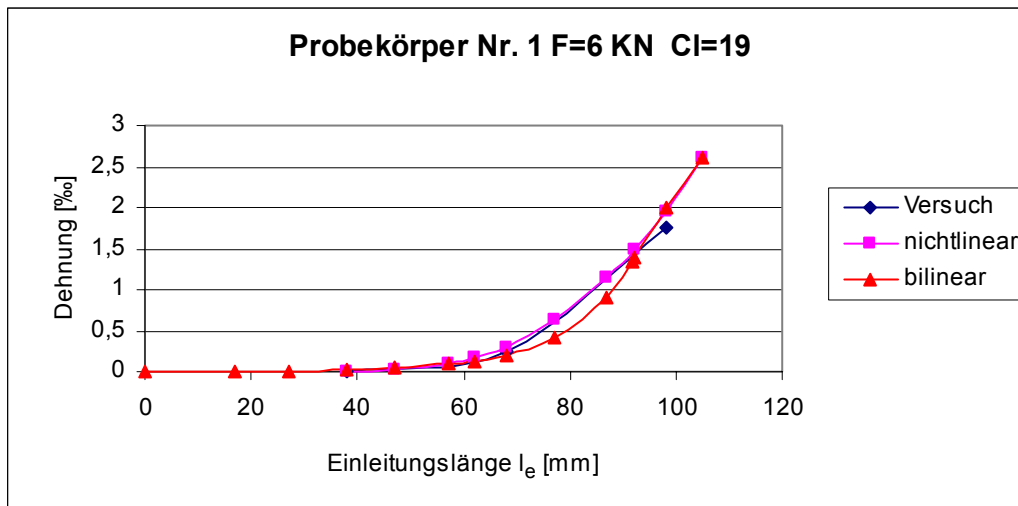
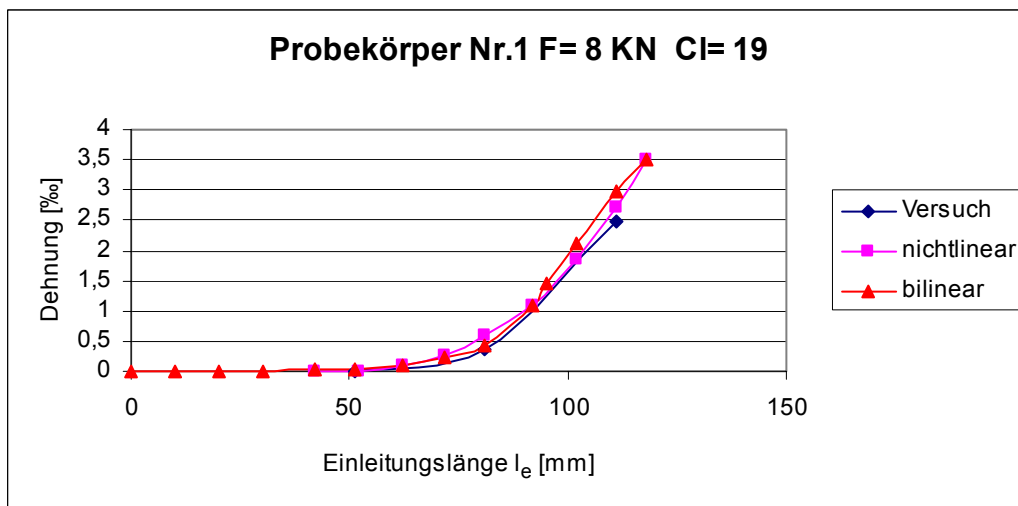


Bild C-32: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 4 \text{ kN}$

Fig. C-32: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 4 \text{ kN}$

Fig. C-32: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 4 \text{ kN}$

Bild C-33: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 6\text{ kN}$ Fig. C-33: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 6\text{ kN}$ Fig. C-33: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 6\text{ kN}$ Bild C-34: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 8\text{ kN}$ Fig. C-34: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 8\text{ kN}$ Fig. C-34: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 8\text{ kN}$

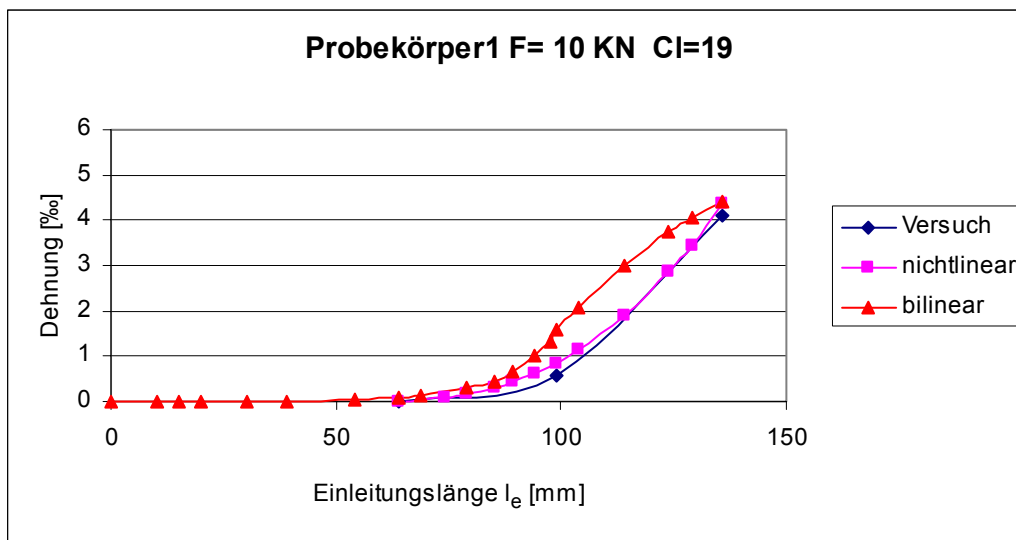
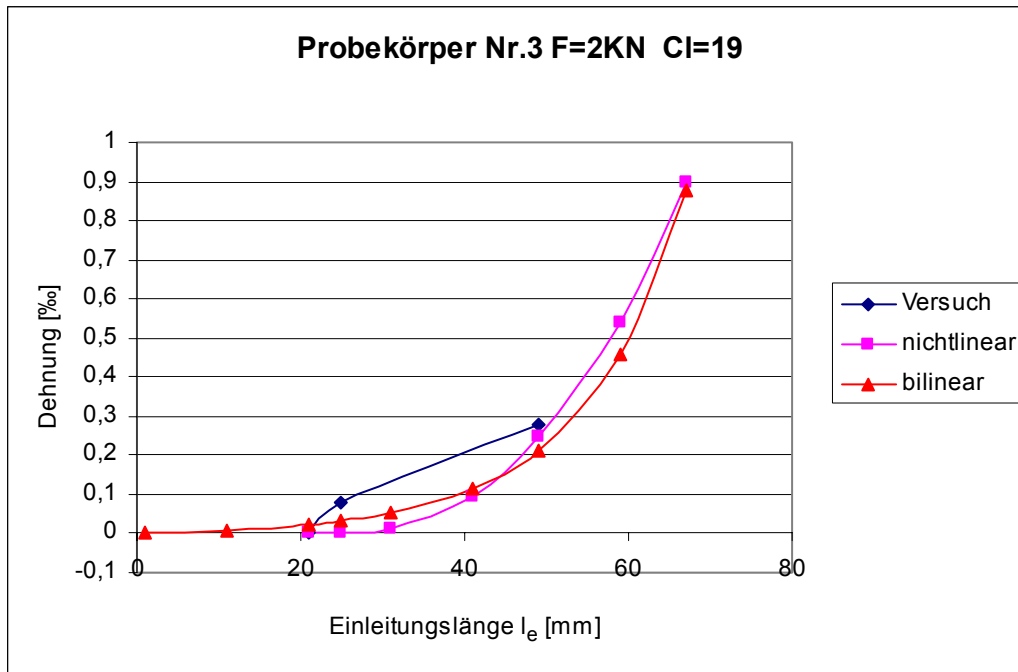
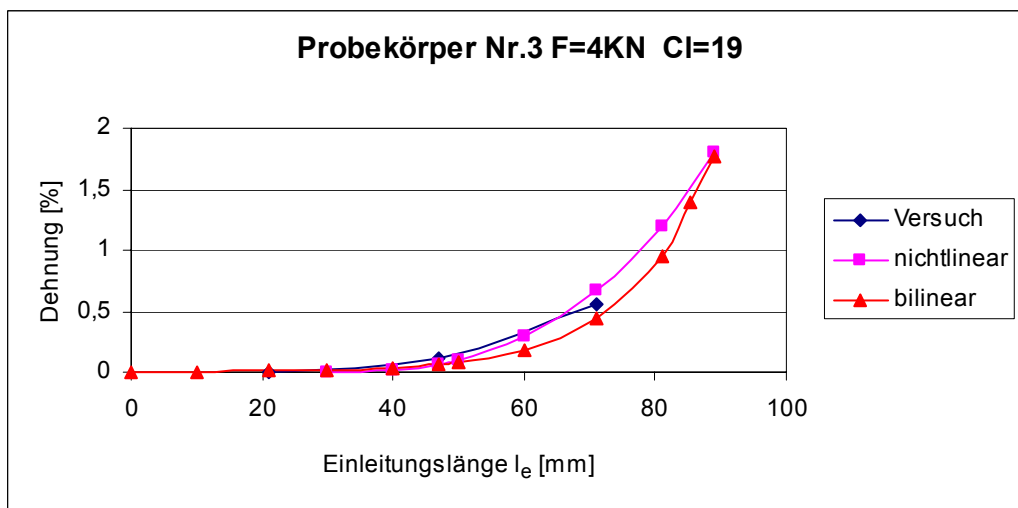


Bild C-35: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 10$ kN

Fig. C-35: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 10$ kN

Fig. C-35: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 10$ kN

Probekörper Nr.3Bild C-36: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 2$ kNFig. C-36: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 2$ kNFig. C-36: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 2$ kNBild C-37: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 4$ kNFig. C-37: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 4$ kNFig. C-37: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 4$ kN

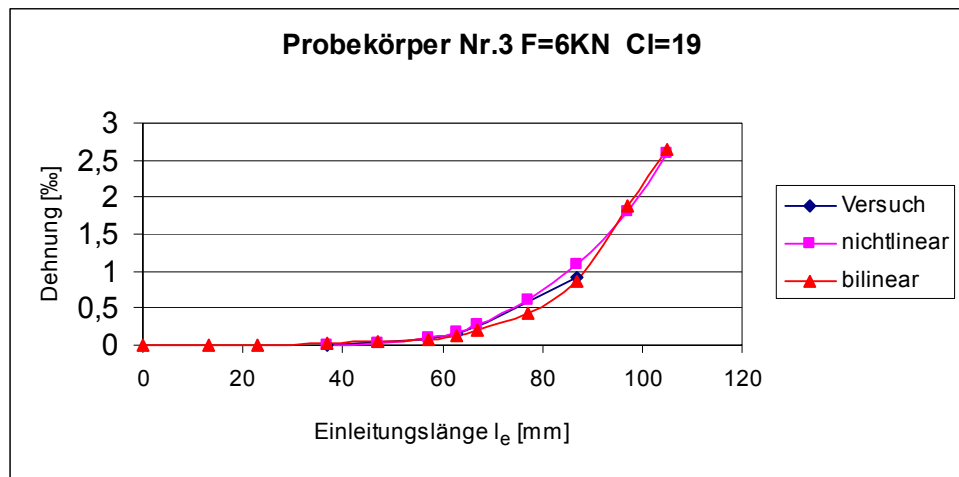


Bild C-38: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 6 \text{ kN}$

Fig. C-38: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 6 \text{ kN}$

Fig. C-38: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 6 \text{ kN}$

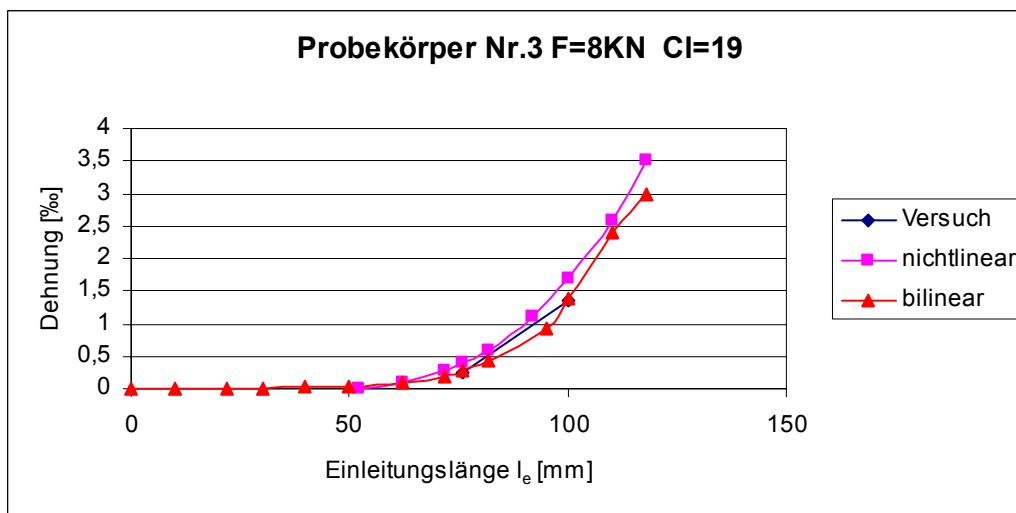


Bild C-39: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 8 \text{ kN}$

Fig. C-39: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 8 \text{ kN}$

Fig. C-39: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 8 \text{ kN}$

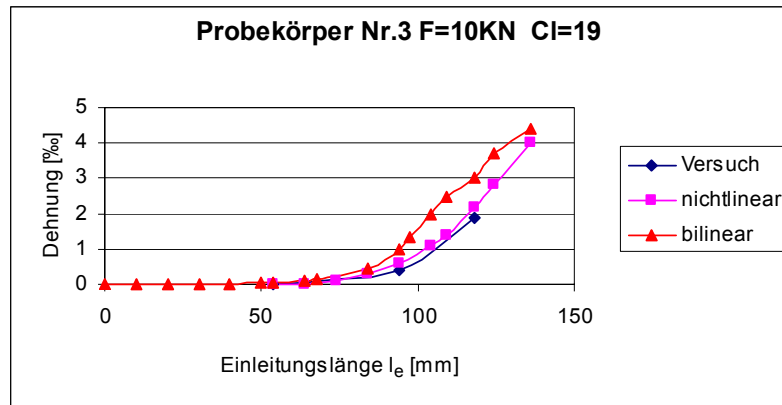


Bild C-40: Dehnungsverlauf über die Einleitungslänge bei der Laststufe $F = 10$ kN

Fig. C-40: Strain distribution over anchorage length by Load $F = 10$ kN

Fig. C-40: Courbe d'allongement en fonction de la longueur d'ancrage pour charge $F = 10$ kN

C.II Erarbeiteten vereinfachter Bemessungshilfen

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,158	0,1774	0,2433	0,8405	3,5	2,55	8,33	10,16	874,65	435
0,160	0,1790	0,2468	0,8389	3,5	2,35	8,33	9,97	874,65	435
0,162	0,1825	0,2504	0,8373	3,5	2,14	8,33	9,77	874,65	435
0,163	0,1838	0,2521	0,8365	3,5	2,05	8,33	9,68	874,65	435
0,164	0,1851	0,2540	0,8357	3,5	1,95	8,33	9,60	874,65	435
0,165	0,1864	0,2557	0,8350	3,5	1,85	8,33	9,50	874,65	435
0,167	0,1890	0,2592	0,8333	3,5	1,66	8,33	9,32	874,65	435
0,169	0,1916	0,2628	0,8317	3,5	1,48	8,33	9,15	874,65	435
0,170	0,1930	0,2646	0,8310	3,5	1,39	8,33	9,06	874,65	435
0,172	0,1956	0,2683	0,8292	3,5	1,22	8,33	8,89	874,65	435
0,174	0,1982	0,2719	0,8276	3,5	1,04	8,33	8,72	874,65	435
0,176	0,2009	0,2755	0,8260	3,5	0,87	8,33	8,56	874,65	435
0,177	0,2022	0,2773	0,8252	3,5	0,78	8,33	8,48	874,65	435
0,179	0,2050	0,2810	0,8235	3,5	0,62	8,33	8,33	874,65	435
0,180	0,2062	0,2828	0,8227	3,5	0,54	8,33	8,25	874,65	435
0,182	0,2089	0,2865	0,8210	3,5	0,38	8,33	8,10	874,65	435
0,184	0,2116	0,2903	0,8193	3,5	0,22	8,33	7,95	874,65	435
0,185	0,2129	0,2921	0,8185	3,5	0,15	8,33	7,88	874,65	435
0,186	0,2143	0,2939	0,8177	3,5	0,07	8,33	7,81	874,65	435

Bild C-41: Tabelle für das ω -Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-41: Table of ω -Method [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-41: Tableau pour ω -procédure [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,178	0,2036	0,2791	0,8243	3,5	2,53	6,5	8,40	682,5	435
0,179	0,2050	0,2810	0,8235	3,5	2,45	6,5	8,33	682,5	435
0,180	0,2062	0,2828	0,8227	3,5	2,37	6,5	8,25	682,5	435
0,182	0,2090	0,2865	0,8210	3,5	2,21	6,5	8,10	682,5	435
0,184	0,2116	0,2902	0,8193	3,5	2,06	6,5	7,95	682,5	435
0,186	0,2143	0,2939	0,8177	3,5	1,90	6,5	7,81	682,5	435
0,188	0,2170	0,2977	0,8160	3,5	1,75	6,5	7,66	682,5	435
0,190	0,2198	0,3014	0,8143	3,5	1,60	6,5	7,53	682,5	435
0,192	0,2225	0,3052	0,8126	3,5	1,46	6,5	7,40	682,5	435
0,194	0,2253	0,3090	0,8109	3,5	1,32	6,5	7,26	682,5	435
0,196	0,2281	0,3128	0,8092	3,5	1,18	6,5	7,12	682,5	435
0,198	0,2309	0,3166	0,8075	3,5	1,05	6,5	7,00	682,5	435
0,200	0,2337	0,3205	0,8057	3,5	0,91	6,5	6,87	682,5	435
0,202	0,2365	0,3243	0,8040	3,5	0,78	6,5	6,75	682,5	435
0,204	0,2393	0,3282	0,8022	3,5	0,66	6,5	6,63	682,5	435
0,206	0,2422	0,3321	0,8005	3,5	0,53	6,5	6,51	682,5	435
0,208	0,2450	0,3360	0,7987	3,5	0,41	6,5	6,40	682,5	435
0,210	0,2479	0,3400	0,7969	3,5	0,29	6,5	6,28	682,5	435
0,211	0,2493	0,3420	0,7961	3,5	0,23	6,5	6,22	682,5	435
0,212	0,2508	0,3440	0,7952	3,5	0,17	6,5	6,16	682,5	435
0,213	0,2522	0,3460	0,7943	3,5	0,11	6,5	6,11	682,5	435
0,214	0,2537	0,3479	0,7934	3,5	0,06	6,5	6,05	682,5	435

Bild C-42: Tabelle für das ω -Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-42: Table of ω -Method [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-42: Tableau pour ω -procédure [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,098	0,1041	0,1561	0,8914	2	2,47	8,33	10,16	874,65	435
0,10	0,1063	0,1595	0,8902	2	2,20	8,33	9,90	874,65	435
0,101	0,1075	0,1612	0,8902	2	2,07	8,33	9,78	874,65	435
0,102	0,1086	0,1630	0,8895	2	1,94	8,33	9,65	874,65	435
0,103	0,1097	0,1646	0,8888	2	1,81	8,33	9,54	874,65	435
0,104	0,1109	0,1663	0,8882	2	1,69	8,33	9,42	874,65	435
0,105	0,1120	0,1680	0,8876	2	1,56	8,33	9,30	874,65	435
0,106	0,1132	0,1698	0,8869	2	1,44	8,33	9,18	874,65	435
0,107	0,1143	0,1715	0,8856	2	1,33	8,33	9,07	874,65	435
0,108	0,1155	0,1732	0,8850	2	1,21	8,33	8,96	874,65	435
0,109	0,1166	0,1749	0,8843	2	1,10	8,33	8,85	874,65	435
0,110	0,1178	0,1767	0,8837	2	0,98	8,33	8,75	874,65	435
0,112	0,1201	0,1802	0,8824	2	0,77	8,33	8,55	874,65	435
0,114	0,1224	0,1836	0,8811	2	0,56	8,33	8,34	874,65	435
0,116	0,1247	0,1871	0,8798	2	0,35	8,33	8,15	874,65	435
0,118	0,1270	0,1906	0,8785	2	0,16	8,33	7,96	874,65	435
0,119	0,1282	0,1923	0,8778	2	0,06	8,33	7,87	874,65	435

Bild C-43: Tabelle für das ω -Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-43: Table of ω -Method [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-43: Tableau pour ω -procédure [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,112	0,1201	0,1802	0,8824	2	2,60	6,5	8,54	682,5	435
0,114	0,1224	0,1836	0,811	2	2,40	6,5	8,34	682,5	435
0,116	0,1247	0,1871	0,8798	2	2,18	6,5	8,15	682,5	435
0,118	0,1270	0,1906	0,8785	2	2,00	6,5	7,96	682,5	435
0,120	0,1294	0,1941	0,8772	2	1,80	6,5	7,78	682,5	435
0,122	0,1317	0,1976	0,8758	2	1,62	6,5	7,62	682,5	435
0,124	0,1341	0,2011	0,8745	2	1,44	6,5	7,44	682,5	435
0,126	0,1364	0,2047	0,8732	2	1,27	6,5	7,28	682,5	435
0,128	0,1388	0,2082	0,8720	2	1,10	6,5	7,12	682,5	435
0,130	0,1412	0,2118	0,8706	2	0,94	6,5	7,00	682,5	435
0,132	0,1436	0,2154	0,8692	2	0,78	6,5	6,82	682,5	435
0,134	0,1459	0,2189	0,8678	2	0,63	6,5	6,67	682,5	435
0,136	0,1483	0,2225	0,8665	2	0,48	6,5	6,53	682,5	435
0,138	0,1507	0,2262	0,8652	2	0,34	6,5	6,40	682,5	435
0,140	0,1532	0,2298	0,8638	2	0,20	6,5	6,27	682,5	435
0,142	0,1556	0,2334	0,8624	2	0,06	6,5	6,14	682,5	435

Bild C-44: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-44: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-44: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon$	ε_s	σ_f	σ_s
0,034	0,0350	0,0840	0,9206	1	2,56	8,33	10,30	874,65	435
0,0355	0,0366	0,0879	0,9192	1	2,05	8,33	9,80	874,65	435
0,036	0,0372	0,0892	0,9188	1	1,88	8,33	9,65	874,65	435
0,037	0,0382	0,0917	0,9179	1	1,56	8,33	9,35	874,65	435
0,038	0,0392	0,0943	0,9169	1	1,27	8,33	9,07	874,65	435
0,039	0,0403	0,0969	0,9160	1	1,00	8,33	8,80	874,65	435
0,040	0,0414	0,0994	0,9152	1	0,72	8,33	8,55	874,65	435
0,0405	0,0420	0,1007	0,9147	1	0,60	8,33	8,43	874,65	435
0,041	0,0425	0,1020	0,9142	1	0,47	8,33	8,30	874,65	435
0,042	0,0436	0,1046	0,9133	1	0,22	8,33	8,08	874,65	435
0,0425	0,0441	0,1060	0,9130	1	0,11	8,33	7,97	874,65	435
0,0428	0,0444	0,1067	0,9126	1	0,04	8,33	7,90	874,65	435

Bild C-45: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-45: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-45: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

μ_{sdf}	ω	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon$	ε_s	σ_f	σ_s
0,04	0,0414	0,0994	0,9151	1	2,55	6,5	8,55	682,5	435
0,042	0,0436	0,1046	0,9133	1	2,06	6,5	8,08	682,5	435
0,043	0,0446	0,1072	0,9125	1	1,82	6,5	7,86	682,5	435
0,044	0,0458	0,1098	0,9115	1	1,60	6,5	7,65	682,5	435
0,045	0,0468	0,1124	0,9106	1	1,39	6,5	7,45	682,5	435
0,046	0,0479	0,1150	0,9097	1	1,20	6,5	7,26	682,5	435
0,047	0,049	0,1176	0,9088	1	1,00	6,5	7,08	682,5	435
0,048	0,0501	0,1203	0,9079	1	0,82	6,5	6,89	682,5	435
0,049	0,0512	0,1228	0,9070	1	0,63	6,5	6,73	682,5	435
0,050	0,0523	0,1255	0,9060	1	0,46	6,5	6,57	682,5	435
0,051	0,0533	0,1281	0,9051	1	0,30	6,5	6,41	682,5	435
0,052	0,0545	0,1308	0,9042	1	0,14	6,5	6,26	682,5	435
0,0525	0,0550	0,1321	0,9038	1	0,06	6,5	6,20	682,5	435

Bild C-46: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 6,5 \text{ ‰}$]Fig. C-46: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 6,5 \text{ ‰}$]Fig. C-46: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,05$; $\varepsilon_{fd} = 6,5 \text{ ‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,158	0,1774	0,2433	0,7905	3,5	2,55	8,33	9,40	874,65	435
0,160	0,1799	0,2468	0,7889	3,5	2,35	8,33	9,26	874,65	435
0,163	0,1838	0,2521	0,7865	3,5	2,05	8,33	9,00	874,65	435
0,165	0,1864	0,2557	0,7850	3,5	1,85	8,33	8,82	874,65	435
0,168	0,1903	0,2610	0,7825	3,5	1,58	8,33	8,56	874,65	435
0,170	0,1930	0,2646	0,7809	3,5	1,40	8,33	8,40	874,65	435
0,173	0,1969	0,2700	0,7784	3,5	1,13	8,33	8,20	874,65	435
0,175	0,1996	0,7337	0,7768	3,5	0,95	8,33	8,00	874,65	435
0,177	0,2022	0,2773	0,7752	3,5	0,78	8,33	7,85	874,65	435
0,179	0,2050	0,2810	0,7735	3,5	0,62	8,33	7,70	874,65	435
0,180	0,2062	0,2828	0,7727	3,5	0,54	8,33	7,64	874,65	435
0,183	0,2103	0,2884	0,7702	3,5	0,30	8,33	7,42	874,65	435
0,185	0,2122	0,2921	0,7685	3,5	0,15	8,33	7,30	874,65	435
0,186	0,2143	0,2939	0,7677	3,5	0,07	8,33	7,21	874,65	435

Bild C-47: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33\text{‰}$]Fig. C-47: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33\text{‰}$]Fig. C-47: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33\text{‰}$]

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,178	0,2035	0,2792	0,7743	3,5	2,54	6,5	7,85	682,5	435
0,180	0,2062	0,2828	0,7727	3,5	2,37	6,5	7,64	682,5	435
0,182	0,2089	0,2865	0,7710	3,5	2,21	6,5	7,50	682,5	435
0,184	0,2116	0,2902	0,7693	3,5	2,06	6,5	7,35	682,5	435
0,185	0,2130	0,2921	0,7685	3,5	1,98	6,5	7,68	682,5	435
0,187	0,2157	0,2958	0,7669	3,5	1,83	6,5	7,14	682,5	435
0,189	0,2184	0,2996	0,7652	3,5	1,68	6,5	7,00	682,5	435
0,190	0,2198	0,3014	0,7643	3,5	1,60	6,5	6,94	682,5	435
0,193	0,2239	0,3071	0,7617	3,5	1,40	6,5	6,75	682,5	435
0,195	0,2267	0,3109	0,7600	3,5	1,25	6,5	6,63	682,5	435
0,197	0,2295	0,3147	0,7584	3,5	1,12	6,5	6,50	682,5	435
0,199	0,2323	0,3186	0,7566	3,5	1,00	6,5	6,40	682,5	435
0,200	0,2337	0,3205	0,7557	3,5	0,92	6,5	6,32	682,5	435
0,205	0,2407	0,3302	0,7514	3,5	0,60	6,5	6,00	682,5	435
0,210	0,2480	0,3400	0,7470	3,5	0,30	6,5	5,76	682,5	435
0,211	0,2494	0,3420	0,7460	3,5	0,23	6,5	5,70	682,5	435
0,212	0,2508	0,3440	0,7452	3,5	0,17	6,5	5,65	682,5	435
0,214	0,2537	0,3479	0,7434	3,5	0,06	6,5	5,55	682,5	435

Bild C-48: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]Fig. C-48: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]Fig. C-48: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{t0}	$\Delta \varepsilon$	ε_s	σ_f	σ_s
0,098	0,1040	0,1561	0,8414	2	2,47	8,33	9,53	874,65	435
0,100	0,1063	0,1595	0,8402	2	2,20	8,33	9,30	874,65	435
0,101	0,1075	0,1612	0,8355	2	2,07	8,33	9,16	874,65	435
0,102	0,1086	0,1630	0,8388	2	1,94	8,33	9,05	874,65	435
0,103	0,1097	0,1646	0,8382	2	1,81	8,33	8,93	874,65	435
0,104	0,1109	0,1663	0,8376	2	1,70	8,33	8,81	874,65	435
0,105	0,1120	0,1680	0,8369	2	1,57	8,33	8,70	874,65	435
0,106	0,1132	0,1698	0,8363	2	1,44	8,33	8,60	874,65	435
0,107	0,1143	0,1715	0,8356	2	1,33	8,33	8,50	874,65	435
0,108	0,1155	0,1732	0,8350	2	1,21	8,33	8,39	874,65	435
0,109	0,1166	0,1750	0,8343	2	1,10	8,33	8,28	874,65	435
0,110	0,1178	0,1767	0,8337	2	0,98	8,33	8,18	874,65	435
0,113	0,1212	0,1819	0,8317	2	0,66	8,33	7,90	874,65	435
0,114	0,1224	0,1836	0,8311	2	0,56	8,33	7,80	874,65	435
0,115	0,1236	0,1854	0,8305	2	0,45	8,33	7,70	874,65	435
0,116	0,1247	0,1871	0,8298	2	0,35	8,33	7,62	874,65	435
0,118	0,1270	0,1906	0,8285	2	0,16	8,33	7,44	874,65	435
0,119	0,1282	0,1923	0,8278	2	0,06	8,33	7,35	874,65	435

Bild C-49: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-49: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-49: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon$	ε_s	σ_f	σ_s
0,113	0,1212	0,1819	0,8317	2	2,50	6,5	7,90	682,5	435
0,114	0,1224	0,1836	0,8311	2	2,39	6,5	7,80	682,5	435
0,115	0,1236	0,1854	0,8305	2	2,28	6,5	7,70	682,5	435
0,116	0,1247	0,1871	0,8298	2	2,18	6,5	7,62	682,5	435
0,117	0,1260	0,1888	0,8291	2	2,08	6,5	7,53	682,5	435
0,118	0,1270	0,1906	0,8285	2	2,00	6,5	7,44	682,5	435
0,119	0,1282	0,1923	0,8278	2	1,90	6,5	7,35	682,5	435
0,120	0,1294	0,1941	0,8272	2	1,80	6,5	7,27	682,5	435
0,121	0,1306	0,1958	0,8265	2	1,70	6,5	7,18	682,5	435
0,122	0,1317	0,1976	0,8258	2	1,62	6,5	7,10	682,5	435
0,123	0,1330	0,1994	0,8252	2	1,53	6,5	7,02	682,5	435
0,124	0,1341	0,2011	0,8245	2	1,44	6,5	6,94	682,5	435
0,125	0,1353	0,2030	0,8239	2	1,35	6,5	6,87	682,5	435
0,126	0,1364	0,2047	0,8232	2	1,26	6,5	6,80	682,5	435
0,127	0,1376	0,2065	0,8225	2	1,18	6,5	6,71	682,5	435
0,128	0,1388	0,2182	0,8219	2	1,10	6,5	6,64	682,5	435
0,129	0,1400	0,2100	0,8212	2	1,02	6,5	6,57	682,5	435
0,130	0,1412	0,2118	0,8205	2	0,94	6,5	6,50	682,5	435
0,131	0,1414	0,2136	0,8198	2	0,86	6,5	6,42	682,5	435
0,132	0,1436	0,2154	0,8192	2	0,78	6,5	6,35	682,5	435
0,133	0,1447	0,2172	0,8185	2	0,70	6,5	6,28	682,5	435
0,134	0,1459	0,2289	0,8178	2	0,63	6,5	6,22	682,5	435
0,135	0,1472	0,2207	0,8172	2	0,55	6,5	6,15	682,5	435
0,136	0,1483	0,2225	0,8165	2	0,48	6,5	6,08	682,5	435
0,137	0,1496	0,2243	0,8158	2	0,41	6,5	6,00	682,5	435
0,138	0,1507	0,2262	0,8152	2	0,34	6,5	5,95	682,5	435
0,139	0,1519	0,2279	0,8145	2	0,27	6,5	5,90	682,5	435
0,140	0,1532	0,2398	0,8138	2	0,20	6,5	5,83	682,5	435
0,141	0,1544	0,2316	0,8131	2	0,13	6,5	5,77	682,5	435
0,142	0,1556	0,2334	0,8124	2	0,07	6,5	5,71	682,5	435

Bild C-50: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-50: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-50: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon$	ε_s	σ_f	σ_s
0,034	0,0350	0,0840	0,8696	1	2,56	8,33	9,70	874,65	435
0,035	0,0360	0,0866	0,8687	1	2,21	8,33	9,38	874,65	435
0,036	0,0371	0,0891	0,8678	1	1,88	8,33	9,09	874,65	435
0,037	0,0382	0,0917	0,8678	1	1,57	8,33	8,80	874,65	435
0,038	0,0393	0,0943	0,8669	1	1,27	8,33	8,54	874,65	435
0,039	0,0403	0,0968	0,8660	1	0,99	8,33	8,30	874,65	435
0,040	0,0414	0,0994	0,8651	1	0,72	8,33	8,05	874,65	435
0,041	0,0425	0,1020	0,8643	1	0,46	8,33	7,82	874,65	435
0,042	0,0436	0,1046	0,8633	1	0,22	8,33	7,60	874,65	435
0,0425	0,0441	0,1060	0,8630	1	0,11	8,33	7,50	874,65	435
0,0427	0,0443	0,1064	0,8627	1	0,06	8,33	7,45	874,65	435

Bild C-51: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-51: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-51: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

μ_{sdf}	ω	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon$	ε_s	σ_f	σ_s
0,04	0,0414	0,0994	0,8652	1	2,55	6,5	8,04	682,5	435
0,042	0,0436	0,1046	0,8633	1	2,06	6,5	7,60	682,5	435
0,043	0,0446	0,1072	0,8624	1	1,82	6,5	7,40	682,5	435
0,044	0,0457	0,1098	0,8615	1	1,60	6,5	7,20	682,5	435
0,045	0,0468	0,1124	0,8606	1	1,40	6,5	7,00	682,5	435
0,046	0,0480	0,1150	0,8597	1	1,19	6,5	6,82	682,5	435
0,047	0,049	0,1176	0,8588	1	1,00	6,5	6,65	682,5	435
0,048	0,0501	0,1202	0,8580	1	0,82	6,5	6,48	682,5	435
0,049	0,0512	0,1228	0,8570	1	0,63	6,5	6,32	682,5	435
0,050	0,0523	0,1255	0,8560	1	0,46	6,5	6,17	682,5	435
0,051	0,0534	0,1281	0,8551	1	0,30	6,5	6,02	682,5	435
0,052	0,0544	0,1307	0,8540	1	0,14	6,5	5,88	682,5	435
0,0525	0,0550	0,1321	0,8537	1	0,07	6,5	5,81	682,5	435

Bild C-52: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 6,5 \text{ ‰}$]Fig. C-52: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 6,5 \text{ ‰}$]Fig. C-52: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 6,5 \text{ ‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,158	0,1774	0,2433	0,7405	3,5	2,55	8,33	8,72	874,65	435
0,160	0,1799	0,2468	0,7390	3,5	2,35	8,33	8,55	874,65	435
0,162	0,1826	0,2504	0,7373	3,5	2,14	8,33	8,38	874,65	435
0,164	0,1852	0,2540	0,7360	3,5	1,95	8,33	8,22	874,65	435
0,166	0,1877	0,2575	0,7341	3,5	1,76	8,33	8,05	874,65	435
0,168	0,1903	0,2610	0,7325	3,5	1,57	8,33	7,90	874,65	435
0,170	0,1930	0,2646	0,7310	3,5	1,40	8,33	7,74	874,65	435
0,172	0,1956	0,2682	0,7292	3,5	1,21	8,33	7,60	874,65	435
0,174	0,1982	0,2719	0,7276	3,5	1,04	8,33	7,44	874,65	435
0,176	0,2009	0,2755	0,7260	3,5	0,87	8,33	7,30	874,65	435
0,178	0,2035	0,2792	0,7243	3,5	0,70	8,33	7,15	874,65	435
0,180	0,2062	0,2828	0,7227	3,5	0,54	8,33	7,02	874,65	435
0,182	0,2090	0,2865	0,7210	3,5	0,38	8,33	6,88	874,65	435
0,184	0,2116	0,2902	0,7194	3,5	0,22	8,33	6,75	874,65	435
0,186	0,2143	0,2940	0,7177	3,5	0,07	8,33	6,62	874,65	435

Bild C-53: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-53: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-53: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,178	0,2035	0,2792	0,7243	3,5	2,53	6,5	7,15	682,5	435
0,180	0,2062	0,2828	0,7227	3,5	2,37	6,5	7,02	682,5	435
0,184	0,2116	0,2902	0,7194	3,5	2,06	6,5	6,75	682,5	435
0,186	0,2143	0,2940	0,7177	3,5	1,90	6,5	6,62	682,5	435
0,188	0,2170	0,2977	0,7160	3,5	1,75	6,5	6,50	682,5	435
0,190	0,2198	0,3014	0,7143	3,5	1,60	6,5	6,36	682,5	435
0,192	0,226	0,3052	0,7126	3,5	1,46	6,5	6,24	682,5	435
0,194	0,2253	0,3090	0,7109	3,5	1,32	6,5	6,12	682,5	435
0,196	0,2281	0,3128	0,7092	3,5	1,18	6,5	6,00	682,5	435
0,198	0,2309	0,3166	0,7075	3,5	1,05	6,5	5,90	682,5	435
0,200	0,2337	0,3205	0,7057	3,5	0,91	6,5	5,78	682,5	435
0,202	0,2365	0,3243	0,7040	3,5	0,78	6,5	5,67	682,5	435
0,204	0,2393	0,3282	0,7022	3,5	0,66	6,5	5,56	682,5	435
0,206	0,2422	0,3322	0,7005	3,5	0,54	6,5	5,45	682,5	435
0,208	0,2450	0,3360	0,6987	3,5	0,41	6,5	5,35	682,5	435
0,210	0,2480	0,3400	0,6969	3,5	0,30	6,5	5,24	682,5	435
0,212	0,2508	0,3440	0,6952	3,5	0,17	6,5	5,14	682,5	435
0,214	0,2537	0,3480	0,6934	3,5	0,06	6,5	5,05	682,5	435

Bild C-54: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\%$]

Fig. C-54: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\%$]

Fig. C-54: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\%$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,098	0,1041	0,1561	0,7914	2	2,50	8,33	8,88	874,65	435
0,100	0,1063	0,1595	0,7902	2	2,20	8,33	8,65	874,65	435
0,102	0,1086	0,1630	0,7888	2	1,94	8,33	8,43	874,65	435
0,104	0,1110	0,1663	0,7876	2	1,70	8,33	8,22	874,65	435
0,106	0,1132	0,1698	0,7863	2	1,44	8,33	8,01	874,65	435
0,108	0,1155	0,1732	0,7850	2	1,21	8,33	7,81	874,65	435
0,110	0,1180	0,1767	0,7837	2	0,98	8,33	7,62	874,65	435
0,112	0,1201	0,1802	0,7824	2	0,77	8,33	7,43	874,65	435
0,114	0,1224	0,1836	0,7811	2	0,56	8,33	7,25	874,65	435
0,116	0,1247	0,1871	0,7798	2	0,35	8,33	7,08	874,65	435
0,118	0,1270	0,1906	0,7785	2	0,16	8,33	6,91	874,65	435
0,119	0,1282	0,1923	0,7778	2	0,06	8,33	6,83	874,65	435

Bild C-55: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-55: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-55: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

μ_{sdf}	ω	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon$	ε_s	σ_f	σ_s
0,112	0,1201	0,1802	0,7824	2	2,60	6,5	7,43	682,5	435
0,114	0,1224	0,1836	0,7811	2	2,40	6,5	7,25	682,5	435
0,116	0,1247	0,1871	0,7798	2	2,18	6,5	7,08	682,5	435
0,118	0,1270	0,1906	0,7785	2	2,00	6,5	6,91	682,5	435
0,120	0,1294	0,1941	0,7772	2	1,80	6,5	6,75	682,5	435
0,122	0,1317	0,1976	0,7760	2	1,62	6,5	6,60	682,5	435
0,124	0,1341	0,2011	0,7745	2	1,44	6,5	6,45	682,5	435
0,126	0,1364	0,2047	0,7732	2	1,27	6,5	6,30	682,5	435
0,128	0,1388	0,2082	0,7720	2	1,10	6,5	6,16	682,5	435
0,130	0,1412	0,2118	0,7706	2	0,94	6,5	6,02	682,5	435
0,132	0,1436	0,2154	0,7692	2	0,78	6,5	5,89	682,5	435
0,134	0,1460	0,2189	0,7679	2	0,63	6,5	5,76	682,5	435
0,136	0,1483	0,2225	0,7665	2	0,48	6,5	5,63	682,5	435
0,138	0,1508	0,2262	0,7652	2	0,34	6,5	5,51	682,5	435
0,140	0,1532	0,2298	0,7638	2	0,20	6,5	5,40	682,5	435
0,142	0,1556	0,2334	0,7624	2	0,06	6,5	5,30	682,5	435

Bild C-56: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]Fig. C-56: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]Fig. C-56: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,034	0,0350	0,0840	0,8206	1	2,56	8,33	9,11	874,65	435
0,035	0,0361	0,0866	0,8197	1	2,21	8,33	8,81	874,65	435
0,036	0,0371	0,0891	0,8188	1	1,88	8,33	8,53	874,65	435
0,037	0,0382	0,0917	0,8178	1	1,57	8,33	8,26	874,65	435
0,038	0,0393	0,0943	0,8169	1	1,27	8,33	8,01	874,65	435
0,039	0,0403	0,0968	0,8160	1	1,00	8,33	7,77	874,65	435
0,040	0,0414	0,0994	0,8152	1	0,72	8,33	7,55	874,65	435
0,041	0,0425	0,1020	0,8142	1	0,46	8,33	7,33	874,65	435
0,042	0,0436	0,1046	0,8133	1	0,22	8,33	7,12	874,65	435
0,0425	0,0441	0,1060	0,8130	1	0,11	8,33	7,02	874,65	435
0,0426	0,0442	0,1062	0,8128	1	0,08	8,33	7,00	874,65	435

Bild C-57: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-57: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-57: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,04	0,0414	0,0994	0,8152	1	2,55	6,5	7,55	682,5	435
0,042	0,0436	0,1046	0,8133	1	2,06	6,5	7,12	682,5	435
0,043	0,0446	0,1072	0,8124	1	1,60	6,5	6,92	682,5	435
0,044	0,0457	0,1098	0,8115	1	1,82	6,5	6,73	682,5	435
0,045	0,0468	0,1124	0,8106	1	1,40	6,5	6,56	682,5	435
0,046	0,0479	0,1150	0,8097	1	1,19	6,5	6,40	682,5	435
0,047	0,0490	0,1176	0,8088	1	1,00	6,5	6,22	682,5	435
0,048	0,0501	0,1202	0,8080	1	0,82	6,5	6,07	682,5	435
0,049	0,0512	0,1228	0,8070	1	0,63	6,5	5,91	682,5	435
0,050	0,0523	0,1255	0,8060	1	0,46	6,5	5,77	682,5	435
0,051	0,0534	0,1281	0,8051	1	0,30	6,5	5,63	682,5	435
0,052	0,0545	0,1307	0,8042	1	0,14	6,5	5,50	682,5	435
0,0525	0,0556	0,1321	0,8037	1	0,07	6,5	5,43	682,5	435

Bild C-58: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\%$]

Fig. C-58: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\%$]

Fig. C-58: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,15$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\%$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,160	0,1799	0,2468	0,6890	3,5	2,35	8,33	7,84	874,65	435
0,162	0,1825	0,2503	0,6873	3,5	2,14	8,33	7,68	874,65	435
0,164	0,1851	0,2540	0,6860	3,5	1,95	8,33	7,52	874,65	435
0,166	0,1877	0,2575	0,6841	3,5	1,76	8,33	7,37	874,65	435
0,168	0,1904	0,2610	0,6825	3,5	1,57	8,33	7,22	874,65	435
0,170	0,1930	0,2646	0,6809	3,5	1,40	8,33	7,08	874,65	435
0,172	0,1956	0,2682	0,6792	3,5	1,22	8,33	6,79	874,65	435
0,174	0,1982	0,2719	0,6776	3,5	1,04	8,33	6,70	874,65	435
0,176	0,2009	0,2755	0,6760	3,5	0,87	8,33	6,66	874,65	435
0,178	0,2036	0,2792	0,6743	3,5	0,70	8,33	6,53	874,65	435
0,180	0,2062	0,2828	0,6727	3,5	0,54	8,33	6,40	874,65	435
0,182	0,2090	0,2865	0,6710	3,5	0,38	8,33	6,27	874,65	435
0,184	0,2116	0,2902	0,6693	3,5	0,22	8,33	6,14	874,65	435
0,186	0,2143	0,2939	0,6677	3,5	0,07	8,33	6,02	874,65	435

Bild C-59: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-59: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-59: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,178	0,2035	0,2792	0,6743	3,5	2,53	6,5	6,52	682,5	435
0,180	0,2062	0,2828	0,6727	3,5	2,37	6,5	6,39	682,5	435
0,182	0,2090	0,2865	0,6710	3,5	2,21	6,5	6,27	682,5	435
0,184	0,2116	0,2902	0,6694	3,5	2,06	6,5	6,14	682,5	435
0,186	0,2143	0,2939	0,6677	3,5	1,90	6,5	6,02	682,5	435
0,188	0,2170	0,2977	0,6660	3,5	1,75	6,5	5,90	682,5	435
0,190	0,2198	0,3014	0,6643	3,5	1,60	6,5	5,78	682,5	435
0,192	0,2225	0,3052	0,6626	3,5	1,46	6,5	5,67	682,5	435
0,194	0,2253	0,3090	0,6610	3,5	1,32	6,5	5,56	682,5	435
0,196	0,2281	0,3128	0,6591	3,5	1,18	6,5	5,45	682,5	435
0,198	0,2309	0,3166	0,6575	3,5	1,05	6,5	5,34	682,5	435
0,200	0,2337	0,3205	0,6557	3,5	0,92	6,5	5,23	682,5	435
0,202	0,2365	0,3243	0,6540	3,5	0,78	6,5	5,13	682,5	435
0,204	0,2400	0,3282	0,6522	3,5	0,66	6,5	4,92	682,5	435
0,206	0,2422	0,3321	0,6505	3,5	0,53	6,5	7,90	682,5	435
0,208	0,2450	0,3360	0,6487	3,5	0,41	6,5	4,83	682,5	435
0,210	0,2479	0,3400	0,6469	3,5	0,30	6,5	4,73	682,5	435
0,212	0,2508	0,3439	0,6452	3,5	0,17	6,5	4,64	682,5	435
0,214	0,2537	0,3479	0,6434	3,5	0,05	6,5	4,54	682,5	435

Bild C-60: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-60: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-60: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_0	$\Delta \varepsilon$	ε_s	σ_f	σ_s
0,098	0,1041	0,1561	0,7414	2	2,47	8,33	8,24	874,65	435
0,100	0,1063	0,1595	0,7402	2	2,20	8,33	8,03	874,65	435
0,101	0,1075	0,1612	0,7395	2	2,07	8,33	7,92	874,65	435
0,102	0,1086	0,1629	0,7388	2	1,94	8,33	7,82	874,65	435
0,103	0,1097	0,1646	0,7382	2	1,81	8,33	7,72	874,65	435
0,104	0,1110	0,1664	0,7376	2	1,70	8,33	7,62	874,65	435
0,105	0,1120	0,1680	0,7370	2	1,56	8,33	7,52	874,65	435
0,106	0,1132	0,1698	0,7363	2	1,44	8,33	7,42	874,65	435
0,107	0,1143	0,1715	0,7356	2	1,33	8,33	7,32	874,65	435
0,108	0,1155	0,1732	0,7350	2	1,21	8,33	7,23	874,65	435
0,109	0,1166	0,1750	0,7343	2	1,10	8,33	7,14	874,65	435
0,110	0,1178	0,1767	0,7337	2	0,98	8,33	7,05	874,65	435
0,112	0,1201	0,1802	0,7324	2	0,77	8,33	6,88	874,65	435
0,114	0,1224	0,1836	0,7211	2	0,56	8,33	6,71	874,65	435
0,116	0,1247	0,1870	0,7298	2	0,35	8,33	6,55	874,65	435
0,118	0,1270	0,1906	0,7285	2	0,16	8,33	6,40	874,65	435
0,119	0,1282	0,1923	0,7278	2	0,06	8,33	6,32	874,65	435

Bild C-61: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-61: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-61: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

μ_{sdf}	ω_t	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{t0}	$\Delta\varepsilon_t$	ε_s	σ_t	σ_s
0,112	0,1201	0,1802	0,7324	2	2,60	6,50	6,88	682,5	435
0,114	0,1224	0,1836	0,7311	2	2,39	6,50	6,71	682,5	435
0,116	0,1247	0,1871	0,7298	2	2,18	6,50	6,55	682,5	435
0,118	0,1270	0,1906	0,7285	2	1,99	6,50	6,39	682,5	435
0,120	0,1294	0,1941	0,7272	2	1,80	6,50	6,24	682,5	435
0,122	0,1317	0,1976	0,7260	2	1,62	6,50	6,10	682,5	435
0,124	0,1341	0,2011	0,7245	2	1,44	6,50	5,95	682,5	435
0,126	0,1364	0,2047	0,7232	2	1,27	6,50	5,82	682,5	435
0,128	0,1388	0,2082	0,7219	2	1,10	6,50	5,68	682,5	435
0,130	0,1412	0,2118	0,7205	2	0,94	6,50	5,55	682,5	435
0,132	0,1436	0,2154	0,7192	2	0,78	6,50	5,42	682,5	435
0,134	0,1459	0,2189	0,7178	2	0,63	6,50	5,30	682,5	435
0,136	0,1483	0,2225	0,7165	2	0,48	6,50	5,18	682,5	435
0,138	0,1507	0,2261	0,7152	2	0,34	6,50	5,07	682,5	435
0,140	0,1532	0,2298	0,7138	2	0,20	6,50	4,96	682,5	435
0,142	0,1556	0,2334	0,7124	2	0,06	6,50	4,85	682,5	435

Bild C-62: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-62: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

Fig. C-62: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,034	0,0350	0,0840	0,7706	1	2,56	8,33	8,52	874,65	435
0,035	0,0360	0,0866	0,7696	1	2,21	8,33	8,23	874,65	435
0,036	0,0371	0,0891	0,7687	1	1,88	8,33	7,97	874,65	435
0,037	0,0382	0,0917	0,7678	1	1,57	8,33	7,72	874,65	435
0,038	0,0393	0,0943	0,7669	1	1,27	8,33	7,42	874,65	435
0,039	0,0403	0,0968	0,7660	1	1,00	8,33	7,25	874,65	435
0,040	0,0414	0,0994	0,7651	1	0,72	8,33	7,04	874,65	435
0,041	0,0425	0,1020	0,7642	1	0,46	8,33	6,83	874,65	435
0,042	0,0436	0,1046	0,7633	1	0,22	8,33	6,64	874,65	435
0,0425	0,0441	0,1060	0,7630	1	0,11	8,33	6,55	874,65	435
0,0428	0,0444	0,1067	0,7626	1	0,04	8,33	6,49	874,65	435

Bild C-63: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-63: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-63: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,04	0,0414	0,0994	0,7651	1	2,55	6,5	7,04	682,5	435
0,042	0,0436	0,1046	0,7633	1	2,06	6,5	6,64	682,5	435
0,044	0,0457	0,1098	0,7615	1	1,60	6,5	6,28	682,5	435
0,045	0,0468	0,1124	0,7606	1	1,39	6,5	6,11	682,5	435
0,046	0,0479	0,1150	0,7597	1	1,19	6,5	5,95	682,5	435
0,047	0,0490	0,1176	0,7588	1	1,00	6,5	5,80	682,5	435
0,048	0,0501	0,1202	0,7579	1	0,82	6,5	5,65	682,5	435
0,049	0,0512	0,1228	0,7569	1	0,63	6,5	5,51	682,5	435
0,050	0,0522	0,1255	0,7560	1	0,46	6,5	5,37	682,5	435
0,051	0,0533	0,1281	0,7551	1	0,30	6,5	5,24	682,5	435
0,052	0,0545	0,1307	0,7542	1	0,14	6,5	5,11	682,5	435
0,0525	0,0550	0,1321	0,7537	1	0,06	6,5	5,05	682,5	435

Bild C-64: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]Fig. C-64: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]Fig. C-64: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 6,5\text{‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_0	$\Delta\varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,0100	0,0101	0,0443	0,7848	0,5	2,45	8,33	8,52	875,65	435
0,0110	0,0118	0,0488	0,7833	0,5	1,41	8,33	7,69	874,65	435
0,0112	0,01139	0,0497	0,7830	0,5	1,22	8,33	7,54	874,65	435
0,0114	0,0116	0,0506	0,7827	0,5	1,04	8,33	7,40	874,65	435
0,0116	0,0118	0,0515	0,7824	0,5	0,87	8,33	7,26	874,65	435
0,0118	0,0120	0,0524	0,7821	0,5	0,70	8,33	7,12	874,65	435
0,0119	0,0121	0,0528	0,7819	0,5	0,62	8,33	7,06	874,65	435
0,012	0,0122	0,0533	0,7818	0,5	0,54	8,33	7,00	874,65	435
0,0122	0,0124	0,0542	0,7815	0,5	0,38	8,33	6,87	874,65	435
0,0124	0,0126	0,0551	0,7812	0,5	0,23	8,33	6,75	874,65	435
0,0125	0,0127	0,0555	0,7810	0,5	0,16	8,33	6,70	874,65	435
0,0126	0,0128	0,0560	0,7809	0,5	0,09	8,33	6,63	874,65	435
0,0127	0,0129	0,0565	0,7807	0,5	0,01	8,33	6,57	874,65	435

Bild C-65: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-65: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-65: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,2$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_0	$\Delta\varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,02	0,0204	0,0630	0,8782	0,74	2,67	8,33	9,82	875,65	435
0,021	0,0215	0,0662	0,8771	0,74	2,10	8,33	9,31	874,65	435
0,022	0,0225	0,0694	0,8760	0,74	1,57	8,33	8,84	874,65	435
0,023	0,0236	0,0727	0,8750	0,74	1,10	8,33	8,42	874,65	435
0,024	0,0246	0,0760	0,8737	0,74	0,67	8,33	8,02	874,65	435
0,025	0,0257	0,0792	0,8726	0,74	0,26	8,33	7,66	874,65	435
0,0255	0,0262	0,0808	0,8721	0,74	0,08	8,33	7,50	874,65	435

Bild C-66: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-66: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-66: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,065	0,0680	0,1208	0,8563	1,5	2,58	8,33	9,67	875,65	435
0,067	0,0702	0,1247	0,8550	1,5	2,20	8,33	9,32	874,65	435
0,069	0,0723	0,1286	0,8535	1,5	1,83	8,33	8,99	874,65	435
0,070	0,0734	0,1306	0,8528	1,5	1,65	8,33	8,83	874,65	435
0,072	0,0756	0,1345	0,8514	1,5	1,32	8,33	8,53	874,65	435
0,073	0,0767	0,1365	0,8507	1,5	1,16	8,33	8,50	874,65	435
0,074	0,0778	0,1384	0,8500	1,5	1,00	8,33	8,24	874,65	435
0,076	0,0801	0,1424	0,8485	1,5	0,70	8,33	7,97	874,65	435
0,078	0,0823	0,1464	0,8471	1,5	0,41	8,33	7,72	874,65	435
0,080	0,0846	0,1504	0,8457	1,5	0,14	8,33	7,47	874,65	435
0,0805	0,0851	0,1514	0,8453	1,5	0,08	8,33	7,42	874,65	435

Bild C-67: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-67: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-67: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,150	0,1651	0,2202	0,7082	3	2,30	8,33	7,89	875,65	435
0,153	0,1688	0,2251	0,7062	3	1,99	8,33	7,66	874,65	435
0,154	0,1700	0,2267	0,7055	3	1,89	8,33	7,58	874,65	435
0,156	0,1725	0,2300	0,7041	3	1,71	8,33	7,43	874,65	435
0,158	0,1750	0,2333	0,7027	3	1,52	8,33	7,28	874,65	435
0,160	0,1775	0,2366	0,7014	3	1,34	8,33	7,14	874,65	435
0,162	0,1800	0,2400	0,7000	3	1,17	8,33	7,00	874,65	435
0,164	0,1825	0,2433	0,6986	3	0,99	8,33	6,86	874,65	435
0,166	0,1850	0,2466	0,6972	3	0,83	8,33	6,72	874,65	435
0,168	0,1875	0,2500	0,6958	3	0,66	8,33	6,67	874,65	435
0,170	0,1900	0,2534	0,6944	3	0,50	8,33	6,47	874,65	435
0,172	0,1926	0,2568	0,6930	3	0,35	8,33	6,34	874,65	435
0,174	0,1951	0,2602	0,6915	3	0,19	8,33	6,22	874,65	435
0,176	0,1977	0,2636	0,6901	3	0,05	8,33	6,10	874,65	435

Bild C-68: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-68: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]Fig. C-68: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

$$\mu_{sdf} = \frac{M + F_{s1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d^2 \cdot f_c}$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{s1}]$$

μ_{sdf}	ω_f	$\xi=x/d$	$\zeta_s=z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{t0}	$\Delta \varepsilon_f$	ε_s	σ_f	σ_s
0,126	0,1359	0,1864	0,8267	2,5	2,57	8,33	9,56	875,65	435
0,128	0,1383	0,1896	0,8255	2,5	2,35	8,33	9,36	874,65	435
0,130	0,1406	0,1929	0,8242	2,5	2,13	8,33	9,16	874,65	435
0,132	0,1430	0,1961	0,8230	2,5	1,92	8,33	8,97	874,65	435
0,134	0,1454	0,1994	0,8217	2,5	1,70	8,33	8,78	874,65	435
0,136	0,1477	0,2026	0,8204	2,5	1,50	8,33	8,60	874,65	435
0,138	0,1502	0,2060	0,8191	2,5	1,31	8,33	8,42	874,65	435
0,140	0,1525	0,2092	0,8178	2,5	1,12	8,33	8,25	874,65	435
0,142	0,1550	0,2124	0,8165	2,5	0,93	8,33	8,10	874,65	435
0,144	0,1573	0,2157	0,8152	2,5	0,75	8,33	7,92	874,65	435
0,146	0,1597	0,2190	0,8139	2,5	0,60	8,33	7,77	874,65	435
0,148	0,1622	0,2224	0,8126	2,5	0,41	8,33	7,62	874,65	435
0,150	0,1645	0,2257	0,8113	2,5	0,24	8,33	7,46	874,65	435
0,152	0,1670	0,2290	0,8100	2,5	0,08	8,33	7,32	874,65	435

Bild C-69: Tabelle für das ω - Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-69: Table of ω - Method [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Fig. C-69: Tableau pour ω - procédure [$C_{1f}/d_f = 0,10$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

D Versuchsnachrechnung und Beispielrechnungen für mit TFC[®]-
Gewebe verstärkte Bauteile

RECHTECKBALKEN

Balkengeometrie

Balkenbreite b	0,2 m	A_s	6,30 cm ²
Balkenhöhe h	0,28 m	A_l	0 cm ²
statische Höhe d	0,235 m	$A_{sbü}$	1,41 cm ² /m

Bewehrung

Stahl ϕ	14 mm	Anzahl	2
Bügel	6 mm		20 cm

Werkstoffkennwerte

τ_{rd}	0,34 N/mm ²
f_{ck}	20 N/mm ²
f_{yk}	500 N/mm ²

γ_c	1,5
γ_s	1,15
γ	1

α	0,85
E_s	200.000 N/mm ²
E_l	105.000 N/mm ²

Iteration

Baunorm

Ergebnisse

ϵ_c	3,500 ‰	ϵ_{sy}	2,17 ‰
ϵ_{s1}	2,128 ‰	ϵ_{lgrenz}	8,33 ‰
ϵ_l	0 ‰		

Druckzonenhöhe x	0,1461 m
Völligkeitsbeiwert α_r	0,8095
Beiwert k_s	0,4160
Abstand vom Druckzonenrand a	0,0608 m
Hebelarm (innere Kraft)	0,1742 m
Betondruckkraft F_{cd}	268,15 kN
gesamte Kraft in der Zugzone	268,15 kN
davon Lamellenkraft	0 kN
Normalkraftgleichgewicht	0,00 kN
aufnehmbares Moment	46,72 kNm
μ	0,317

Bild D-01: Bemessungsprogramm für Rechteckbalken
Bild D-01: Calculation program for rectangular section
Bild D-01: Programme de calcul pour les poutres rectangulaires

PlattenBalken.NET

Eingabe [OHNE Verstärkung] | Eingaben [Verstärkung] | allgemeine Einstellungen | Ergebnis unverstärkt | Ergebnis verstärkt

0.000 m

0.000 m

0.000 m

statische Höhe d_s 0.000 m

Fläche Stahl - A_s 0.000 cm²

Betonfestigkeit - f_{CD} 0.000 N/m

Beiwert - α 0.000

Sicherheitsfaktor Beton - γ_c 0.000

Sicherheitsfaktor Stahl - γ_s 0.000

Elastizität Stahl - E_s 0.000 N/m

Dehnung Beton - ϵ_c 0.000 ‰

Dehnung Stahl - ϵ_{s1} 0.000 ‰

Spannung Stahl - f_y 0.000 N/m

Wie soll gerechnet werden ?

☐ Vordehnung

Vordehnung Beton - ϵ_c 0.000 ‰

Vordehnung Stahl - ϵ_{s1} 0.000 ‰

ODER

☒ Eigenmoment

Eigenmoment - M_0 0.000 N/m

Dezimaltrenner ist <,>
Tausendertrenner ist <.>

Eingabe ohne Verstärkung

Berechne !

Bild D-02: Bemessungsprogramm für Plattenbalken
 Bild D-02: Calculation program for T beams
 Bild D-02: Programme de calcul pour les poutres en Té

D.1 Versuchsplatte Braunschweig

D.1.1 Eingaben

Iterations-Schrittweite		0,005	positiv eingeben
Breite-Platte	b	1,00	m
Breite-Steg	b_w	1,00	m
Höhe-Platte	h_f	0,18	m
Statische Höhe	d_s	0,16	m
Höhe	h	0,18	m
Anzahl der Streifen	n	10,00	Stück
Beiwert	α	1,00	
Fläche-Stahl	A_s	8,84	cm ²
Elastizitätsmodul-Stahl	E_s	210.000,00	MPa
Stahlspannung	f_y	583,00	MPa
Sicherheitsfaktor-Beton	γ_c	1,00	
Dehnung-Beton	ε_c	3,50	‰
Dehnung-Stahl	ε_{s1}	20,00	‰
Grenzdehnung- TFC®	ε_f	8,33	‰
Betonfestigkeit	F_{cd}	30,00	MPa
Sicherheitsfaktor-Stahl	γ_s	1,00	
Fläche- TFC®	A_f	4,30	cm ²
Elastizitätsmodul- TFC®	E	105.000,00	MPa
TFC®-Statische Höhe	D_f	0,18	M
Vordehnung Epsilon C-0	ε_{c-0}	0,00	‰
Vordehnung Epsilon S1-0	ε_{s1-0}	0,00	‰
Eigen-Moment	M₀	0,0059	MNm

Tab. D-1: Eingaben für Versuchsplatte Braunschweig

Tab. D-1: Input values of the test beam Braunschweig

Tab. D-1: Données pour le test de Braunschweig

D.1.2 Berechnete Ausgabewerte

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,15	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,021907	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,516414	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,515372	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,152050	m
Moment	M_{U0}	0,078521	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	7,47	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,88	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,032365	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,625452	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,250690	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,376100	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,148952	m
Moment	M_{UV}	0,093162	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,186464	

Tab. D-2: Ausgabewerte für eine TFC®-Verstärkung mit einer Lage

Tab. D-2: Results for one sheet TFC®-reinforcement

Tab. D-2: Résultats pour un renforcement par une couche du tissu TFC®

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,15	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,021907	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,516414	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,515372	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,152050	m
Moment	M_{U0}	0,078521	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	7,30	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,48	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,051958	m
Betondruckkraft	F_{cd}	1,255538	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,501380	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,752199	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,139410	m
Moment	M_{UV}	0,175034	MNm
Verstärkungsgrad	η	2,229142	

Tab. D-3: Ausgabewerte für eine TFC®-Verstärkung mit zwei Lagen

Tab. D-3: Results for strengthening with two sheets TFC®-fabric

Tab. D-3: Résultats pour un renforcement par deux couches du tissu TFC®

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnungs-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,15	‰
Höhe Druckzone	x	0,021907	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,516414	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,515372	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,152050	m
Moment	M_{U0}	0,078521	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	7,41	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	2,47	‰
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	‰
Höhe Druckzone	x	0,040250	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,879132	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,350966	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,526539	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,145280	m
Moment	M_{UV}	0,127720	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,626578	

Tab. D-4: Ausgabewerte für eine TFC®-Verstärkung mit zwei Lagen ($b = 70 \text{ mm}$)

Tab. D-4: Results for strengthening with two sheets TFC®-fabric ($b = 70 \text{ mm}$)

Tab. D-4: Résultats pour un renforcement par deux couches du tissu TFC® ($b = 70 \text{ mm}$)

D.2 Versuchsbalken Braunschweig

D.2.1 Eingaben

Iterations-Schrittweite		0,0050	positiv eingeben
Breite-Platte	b	0,78	m
Breite-Steg	b_w	0,18	m
Höhe-Platte	h_f	0,15	m
Statische-Höhe	d_s	0,57	m
Höhe	h	0,63	m
Anzahl der Streifen	n	15,00	Stück
Beiwert	α	1,00	
Fläche-Stahl	A_s	7,60	cm ²
Elastizität-Stahl	E_s	210.000,00	MPa
Stahlspannung	f_y	573,00	MPa
Sicherheitsfaktor-Beton	γ_c	1,00	
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,50	‰
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	‰
Grenzdehnung-TFC®	ϵ_f	8,33	‰
Betonfestigkeit	F_{cd}	40,00	MPa
Sicherheitsfaktor-Stahl	γ_s	1,00	
Fläche- TFC®	A_f		cm ²
Elastizität- TFC®	E_f	105.000,00	MPa
TFC®-Statische Höhe	D_f	0,63	m
Vordehnung	ϵ_{c-0}	0,00	‰
Vordehnung	ϵ_{s1-0}	0,00	‰
Eigen-Moment	M_0	0,08	MNm

Tab. D-5: Eingaben für Versuchsbalken Braunschweig 1987

Tab. D-5: Input values for the test beam Braunschweig 1987

Tab. D-5: Données pour le test de Braunschweig 1987

D.2.2 Berechnete Ausgabewerte

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,13	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030249	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,437125	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,557451	m
Moment	M_{U0}	0,243676	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	8,41	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,82	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	X	0,050177	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,569422	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,135396	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,551092	m
Moment	M_{UV}	0,313804	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,287792	

Tab. D-6: Ausgabewerte für ein TFC®-Verstärkung mit zwei Lagen $A_f = 1,55 \text{ cm}^2$

Tab. D-6: Results for strengthening with two sheets TFC®-fabric $A_f = 1,55 \text{ cm}^2$

Tab. D-6: Résultats d'un renforcement par deux couches de tissus TFC® $A_f = 1,55 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,13	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030249	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,437125	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,557451	m
Moment	M_{U0}	0,243676	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	8,40	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,87	$^0/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,32	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	X	0,053327	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,636278	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,202675	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,549905	m
Moment	M_{UV}	0,349892	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,435891	

Tab. D-7: Ausgabewerte für eine TFC®-Verstärkung mit Drei Lagen $A_f = 2,32 \text{ cm}^2$

Tab. D-7: Results for strengthening with tree sheets TFC®-fabric $A_f = 2,32 \text{ cm}^2$

Tab. D-7: Résultats d'un renforcement par trois couches de tissus TFC® $A_f = 2,32 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,13	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030249	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,437125	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,557451	m
Moment	M_{U0}	0,243676	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	8,40	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,98	$^0/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	X	0,059370	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,775136	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,338490	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,547598	m
Moment	M_{UV}	0,424463	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,741916	

Tab. D-8: Ausgabewerte für eine TFC®-Verstärkung mit fünf Lagen $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$

Tab. D-8: Results for strengthening with five sheets TFC®-fabric $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$

Tab. D-8: Résultats d'un renforcement par cinq couches de tissu TFC® $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,13	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030249	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,437125	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,557451	m
Moment	M_{U0}	0,243676	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	8,38	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,13	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung- TFC®	ϵ_f	8,33	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,067477	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,978242	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,541583	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,544457	m
Moment	M_{UV}	0,532611	MNm
Verstärkungsgrad	η	2,185734	

Tab. D-9: Ausgabewerte für eine TFC®-Verstärkung mit acht Lagen $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$

Tab. D-9: Results for strengthening with eight sheets TFC®-fabric $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$

Tab. D-9: Résultats d'un renforcement par huit couches de tissus TFC® $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$

D.2.3 Nachrechnung für die Deckung der Zugkraftlinie bzw. Endverankerungsnachweis

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,13	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030249	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,437125	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,557451	m
Moment	M_{U0}	0,243676	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	6,73	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,74	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	6,47	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	X	0,056289	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,592711	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,157609	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,549230	m
Moment	M_{UV}	0,325535	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,335935	

Tab. D-10: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem nichtlinearen Modell $A_f = 2,32 \text{ cm}^2$

Tab. D-10: Results according to non linear model $A_f = 2,32 \text{ cm}^2$

Tab. D-10: Résultats de calcul d'après le model non lineaire $A_f = 2,32 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,12	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030227	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,435413	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,559464	m
Moment	M_{U0}	0,243598	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	4,87	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,64	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	4,44	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	X	0,065763	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,614212	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,180419	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,548446	m
Moment	M_{UV}	0,336862	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,382862	

Tab. D-11: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem nichtlinearen Modell $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$

Tab. D-11: Results for the calculation according to non linear model $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$

Tab. D-11: Résultats de calcul d'après le model non lineaire $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,12	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030227	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,435413	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,559464	m
Moment	M_{U0}	0,243598	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	3,68	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,56	$^0/_{00}$
Dehnung-TFC®-Gewebe	ϵ_f	3,12	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,075253	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,636489	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,202784	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,545703	m
Moment	M_{UV}	0,347334	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,425850	

Tab. D-12: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem nichtlinearen Modell $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$

Tab. D-12: Results for the calculation according to non linear model $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$

Tab. D-12: Résultats de calcul d'après le model non lineaire $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,13	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030249	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,437125	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,557451	m
Moment	M_{U0}	0,243676	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	5,58	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,65	$^0/_{00}$
Dehnung-TFC®-Gewebe	ϵ_f	5,20	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,059250	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,563637	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,126672	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,548529	m
Moment	M_{UV}	0,309171	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,268780	

Tab. D-13: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem bilinearen Modell $A_f = 2,32 \text{ cm}^2$

Tab. D-13: Results for the calculation according to non linear model $A_f = 2,32 \text{ cm}^2$

Tab. D-13: Résultats de calcul d'après le model elasto-plastique $A_f = 2,32 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,12	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030227	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,435413	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,559464	m
Moment	M_{U0}	0,243598	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	5,95	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,74	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-TFC®-Gewebe	ϵ_f	5,65	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	X	0,063016	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,663545	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,229588	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,548987	m
Moment	M_{UV}	0,364278	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,495405	

Tab. D-14: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem bilinearen Modell $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$

Tab. D-14: Results for the calculation according to bilinear model $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$

Tab. D-14: Résultats de calcul d'après le model elasto-plastique $A_f = 3,87 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,12	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,030227	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,435413	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,559464	m
Moment	M_{U0}	0,243598	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	5,56	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,65	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-TFC®	ϵ_f	5,20	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,059294	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,560640	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,435480	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,126781	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,550532	m
Moment	M_{UV}	0,308650	MNm
Verstärkungsgrad	η		

Tab. D-15: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem bilinearen Modell $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$

Tab. D-15: Results for the calculation according to bilinear model $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$

Tab. D-15: Résultats de calcul d'après le model elasto-plastique $A_f = 6,19 \text{ cm}^2$

D.3 Plattenbalken München 2000

D.3.1 Eingaben

Iterations-Schrittweite		0,0050	positiv eingeben
Breite-Platte	b	0,50	m
Breite-Steg	b_w	0,20	m
Höhe-Platte	h_f	0,17	m
Statische-Höhe	d_s	0,41	m
Höhe	h	0,45	m
Anzahl der Streifen	n	17,00	Stück
Beiwert	α	1,00	
Fläche-Stahl	A_s	12,60	cm ²
Elastizität-Stahl	E_s	200.214,00	MPa
Stahlspannung	f_y	568,00	MPa
Sicherheitsfaktor-Beton	γ_c	1,00	
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,50	‰
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	‰
Grenzdehnung-TFC®	ϵ_f	8,33	‰
Betonfestigkeit	F_{cd}	35,00	MPa
Sicherheitsfaktor-Stahl	γ_s	1,00	
Fläche-TFC®	A_f	1,72	cm ²
Elastizitätsmodul-TFC®	E_f	105.000,00	MPa
TFC-Statische Höhe	D_f	0,45	m
Vordehnung Epsilon C - 0	ϵ_{c-0}	0,00	‰
Vordehnung Epsilon S1- 0	ϵ_{s1-0}	0,00	‰
Eigen-Moment	M_0	0,08	MNm

Tab. D-16: Eingaben für Versuchsbalken München 2000

Tab. D-16: Input values for the test beam München 2000

Tab. D-16: Données pour le test de München 2000

D.3.2 Berechnete Ausgabewerte

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,00	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,052750	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,716845	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,383651	m
Moment	M_{U0}	0,275018	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	8,16	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,90	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,076457	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,867980	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,150440	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,376539	m
Moment	M_{UV}	0,326828	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,188386	

Tab. D-18: Ausgabewerte für eine TFC®-Verstärkung mit zwei Lagen $A_f = 1,72 \text{ cm}^2$

Tab. D-18: Results for strengthening with two sheets TFC®-fabric $A_f = 1,72 \text{ cm}^2$

Tab. D-18: Résultats d'un renforcement par deux couches de tissus TFC® $A_f = 1,72 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,00	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,052750	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,716845	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,383651	m
Moment	M_{U0}	0,275018	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	8,15	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	2,02	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	X	0,080422	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,942081	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,225660	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,374765	m
Moment	M_{UV}	0,353059	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,283767	

Tab. D-19: Ausgabewerte für eine TFC®-Verstärkung mit drei Lagen $A_f = 2,58 \text{ cm}^2$

Tab. D-19: Results for strengthening with three sheets TFC®-fabric $A_f = 2,58 \text{ cm}^2$

Tab. D-19: Résultats d'un renforcement par trois couches de tissus TFC® $A_f = 2,58 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,00	‰
Höhe Druckzone	x	0,052750	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,716845	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,383651	m
Moment	M_{U0}	0,275018	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	8,13	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	2,27	‰
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	‰
Höhe Druckzone	x	0,088420	m
Betondruckkraft	F_{cd}	1,091900	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,376100	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,371053	m
Moment	M_{UV}	0,405153	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,473183	

Tab. D-20: Ausgabewerte für ein TFC®-Verstärkung mit fünf Lagen $A_f = 4,30 \text{ cm}^2$

Tab. D-20: Results for strengthening with five sheets TFC®-fabric $A_f = 4,30 \text{ cm}^2$

Tab. D-20: Résultats d'un renforcement par cinq couches de tissus TFC® $A_f = 4,30 \text{ cm}^2$

D.3.3 Nachrechnung für die Deckung der Zugkraftlinie bzw. Endverankerungsnachweis

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,00	‰
Höhe Druckzone	x	0,052750	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,716845	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,383651	m
Moment	M_{U0}	0,275018	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	4,74	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,32	‰
Dehnung-TFC®-Gewebe	ϵ_f	4,47	‰
Höhe Druckzone	x	0,087890	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,794570	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,080638	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,373802	m
Moment	M_{UV}	0,297012	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,079972	

Tab. D-21: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem nichtlinearen Modell $A_f = 1,72 \text{ cm}^2$

Tab. D-21: Results according to non linear model $A_f = 1,72 \text{ cm}^2$

Tab. D-21: Résultats de calcul d'après le model non lineaire $A_f = 1,72 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe		
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00 ‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,00 ‰
Höhe Druckzone	x	0,052750 m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,716845 MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680 MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,383651 m
Moment	M_{U0}	0,275018 MNm
MIT TFC®-Gewebe		
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	3,72 ‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,17 ‰
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	3,31 ‰
Höhe Druckzone	X	0,096911 m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,806916 MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680 MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,089668 MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,371032 m
Moment	M_{UV}	0,299392 MNm
Verstärkungsgrad	η	1,088624

Tab. D-22: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem nichtlinearen Modell $A_f = 2,58 \text{ cm}^2$:

Tab. D-22: Results according to non linear model $A_f = 2,58 \text{ cm}^2$

Tab. D-22: Résultats de calcul d'après le model non lineaire $A_f = 2,58 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,00	‰
Höhe Druckzone	x	0,052750	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,716845	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,383651	m
Moment	M_{U0}	0,275018	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	2,79	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,02	‰
Dehnung-TFC®-Gewebe	ϵ_f	2,26	‰
Höhe Druckzone	x	0,108438	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,816399	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,102039	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,367525	m
Moment	M_{UV}	0,300047	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,091006	

Tab. D-23: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem nichtlinearen Modell $A_f = 4,30 \text{ cm}^2$

Tab. D-23: Results according to non linear model $A_f = 4,30 \text{ cm}^2$

Tab. D-23: Résultats de calcul d'après le model non lineaire $A_f = 4,30 \text{ cm}^2$

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,00	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,052750	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,716845	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,383651	m
Moment	M_{U0}	0,275018	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	5,21	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,40	$^0/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	5,00	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,085492	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,804517	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,090210	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,374450	m
Moment	M_{UV}	0,301252	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,095387	

Tab. D-24: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem bilinearen Modell $A_f = 1,72 \text{ cm}^2$

Tab. D-24: Results according to non linear model $A_f = 1,72 \text{ cm}^2$

Tab. D-24: Résultats de calcul d'après le model elasto-plastique $A_f = 1,72 \text{ cm}^2$

Ohne TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,00	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,052750	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,716845	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,383651	m
Moment	M_{U0}	0,275018	MNm
MIT TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	4,26	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,27	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-TFC® -Gewebe	ϵ_f	3,92	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,093035	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,821023	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
TFC® -Zugkraft	F_f	0,106193	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,372103	m
Moment	M_{UV}	0,305505	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,110852	

Tab. D-25: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem bilinearen Modell $A_f = 2,58 \text{ cm}^2$

Tab. D-25: Results of the calculation according to the bilinear model $A_f = 2,58 \text{ cm}^2$

Tab. D-25: Résultats de calcul d'après le model elasto-plastique $A_f = 2,58 \text{ cm}^2$

Ohne TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,00	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,052750	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,716845	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,383651	m
Moment	M_{U0}	0,275018	MNm
MIT TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	3,32	$^0/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,14	$^0/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	2,86	$^0/_{00}$
Höhe Druckzone	X	0,103577	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,846395	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,715680	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,129129	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,368794	m
Moment	M_{UV}	0,312145	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,134998	

Tab. D-26: Ausgabewerte für die Nachrechnung nach dem bilinearen Modell $A_f = 4,30 \text{ cm}^2$

Tab. D-26: Results of the calculation according to the bilinear model $A_f = 4,30 \text{ cm}^2$

Tab. D-26: Résultats de calcul d'après le model elasto-plastique $A_f = 4,30 \text{ cm}^2$

D.4 Beispiel CFK-Lamellen

D.4.1 Eingaben

Iterations-Schrittweite		0,0050	positiv eingeben
Breite-Platte	b	1,60	m
Breite-Steg	b_w	0,24	m
Höhe-Platte	h_f	0,16	m
Statische-Höhe	d_s	0,45	m
Höhe	h	0,50	m
Anzahl der Streifen	n	16,00	Stück
Beiwert	α	1,00	
Fläche-Stahl	A_s	8,04	cm ²
Elastizität-Stahl	E_s	200.000,00	MPa
Stahlspannung	f_y	420,00	MPa
Sicherheitsfaktor-Beton	γ_c	1,00	
Dehnung-Beton	ϵ_c	3,50	‰
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	‰
Grenzdehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	‰
Betonfestigkeit	F_{cd}	30,00	MPa
Sicherheitsfaktor-Stahl	γ_s	1,00	
Fläche- TFC®-Gewebe	A_f	1,03	cm ²
Elastizität- TFC®-Gewebe	E_f	105.000,00	MPa
TFC®-Statische Höhe	D_f	0,63	m
Vordehnung Epsilon C - 0	ϵ_{c-0}	0,00	‰
Vordehnung Epsilon S1 - 0	ϵ_{s1-0}	0,00	‰
Eigen-Moment	M_0	0,0655	MNm

Tab. D-27: Beispielnachrechnung Eingaben

Tab. D-27: Input values example

Tab. D-27: Exemple de calcul données

D.4.2 Berechnete Ausgabewerte

Ohne TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,86	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,018552	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,336968	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,337680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,443705	m
Moment	M_{U0}	0,149514	MNm
MIT TFC®-Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	6,59	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,54	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung- TFC®	ϵ_f	8,33	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,034064	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,428891	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,337680	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,090089	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,439017	m
Moment	M_{UV}	0,188290	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,259348	

Tab. D-28: Ergebnisse mit eine Lage TFC®-Verstärkung

Tab. D-28: Results with one sheet TFC®

Tab. D-28: Résultats pour un renforcement d'une couche de TFC®

Ohne TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	1,20	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	X	0,025472	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,592695	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,592200	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,441051	m
Moment	M_{U0}	0,261409	MNm
MIT TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	6,22	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,74	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	8,33	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,047830	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,772971	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,592200	MN
TFC®-Zugkraft	F_f	0,180178	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,434023	m
Moment	M_{UV}	0,335487	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,283382	

Tab. D-29: Ergebnisse mit 2 Lagen TFC-Verstärkung

Tab. D-29: Results with two sheets TFC®

Tab. D-28: Résultats pour un renforcement avec deux couches de TFC®

Ohne TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,86	‰
Höhe Druckzone	x	0,018552	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,336968	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,337680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,443705	m
Moment	M_{U0}	0,149514	MNm
MIT TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	5,00	‰
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,50	‰
Dehnung- TFC®-Gewebe	ϵ_f	4,57	‰
Höhe Druckzone	X	0,040931	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,484702	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,337680	MN
TFC®-Gewebe-Zugkraft	F_f	0,148754	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,436927	m
Moment	M_{UV}	0,211779	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,416450	

Tab. D-30: Ergebnisse der Rückrechnung für den Verankerungsnachweis

Tab. D-30: Results of recalculation of anchorage

Tab. D-30: Résultats dans le cas de la vérification de l'ancrage

One TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	20,00	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,86	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,018552	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,336968	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,337680	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,443705	m
Moment	M_{U0}	0,149514	MNm
MIT TFC® -Gewebe			
Dehnung-Stahl	ϵ_{s1}	6,56	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung-Beton	ϵ_c	0,66	$^{\circ}/_{00}$
Dehnung- TFC® -Gewebe	ϵ_f	8,33	$^{\circ}/_{00}$
Höhe Druckzone	x	0,041136	m
Betondruckkraft	F_{cd}	0,607475	MN
Stahlzugkraft	F_s	0,337680	MN
TFC® -Zugkraft	F_f	0,270792	MN
mittlerer Hebelarm	Z_m	0,436428	m
Moment	M_{UV}	0,265119	MNm
Verstärkungsgrad	η	1,773202	

Tab. D-31: Ergebnisse mit 3 Lagen TFC-Verstärkung

Tab. D-31: Results for strengthening with tree TFC® sheets

Tab. D-31: Résultats de renforcement avec trois couches de TFC®

Lebenslauf

Name Fatima Laïssoub

Eltern Bachir Laïssoub
Khadra Hammou

Geburtsort Oran – Algerien

Familienstand ledig

Staatsangehörigkeit Algerisch - Deutsch

Schul Ausbildung

1971 - 1976 Grundschule: Ben Boulaid Oran
1976 - 1980 CEM Oran
1980 - 1984 Gymnasium: Ibn Badis Oran
1984 „**Abitur Mathematik**“

Studium

1984 - 1990 Bauingenieurwesen an der Technischen und
Wissenschaftlichen Universität in Oran (Algerien)
**Abschluss: Diplomingenieurin für Hoch und
Stahlbau** (Industrie- und Wohnungsbau)

02/2000 – 07/2000 Wissenschaftliche Mitarbeiterin und Doktoandin
am Institut für Massivbau der Technischen
Universität Darmstadt. Durchführung von
Lehrveranstaltung, Betreuung von Diplom- und
Studienarbeiten. Vorbereitung ein
Versuchsprogramm zur Durchführung von
Zulassungsversuchen.

Berufliche Tätigkeit

11/1990 - 1999 Diplomingenieurin im Ingenieurbüro BEVOr in
Oran, statische Berechnungen, Projekt- und
Bauleitung, Konstruktion, Planung, Verstärkung
und Sanierungsmaßnahmen

02/2000 – 07/2000 Wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für
Massivbau der Technischen Universität
Darmstadt

05/2001 – 06/2002 Planungsingenieurin der Netzwerkplanung-Firma
Multimedia-Netzwerke, CATV-HFC Netzwerke
und Mobilfunk

Fremdsprachen Französisch - Arabisch - Englisch - Deutsch